GRAĐEVINAR

7

ČASOPIS DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH INŽENJERA I TEHNIČARA N. R. H.

GODINA IX SRPANJ 1957



»GRAĐEVINAR«

GOD. IX. BROJ 7

SADRŽAJ:

SARADNICI!

OLAKŠAJTE RAD REDAKCIONOM ODBORU I UREDNIKU!

Ako želite da Vaš članak bude što prije objavljen, držite se uputa:

DVA PRIMJERKA tipkana na stroju potpuno spremna za štampu neophodno su potrebna;
tipkanje PROREDOM sa slobodnim RUBOM 5 cm ŠIRINE s lijeve strane omogućuje unašanje potrebnih korektura na jasan i pregledan način;
CRTEŽI IZRAĐENI TUŠEM jedino mogu da se upotrebe za izradu klišeja; slova i brojke na crtežima moraju biti tako veliki, da nakon smanjenja na format lista (8 odn. 16,5 cm širine) budu najmanje 1 mm visoki;
fotografije kontrastne na sjajnom papiru daju dobre klišeje;
popis crteža i slika s rednom numeracijom olakšava orijentaciju, pa se izbjegava zametanje; sve slike priložiti odvojeno od teksta;
jasno i koncizno izražavanje u duhu jezika olakšava čitanje i povećava razumljivost, a štedi i na skupocijenom prostoru u listu.
Više slika, manje teksta — Vašem će se radu pokloniti više pažnje!

Čitaoci traže više članaka na manje stranica; zadovoljite čitaoce, oni će Vam biti zahvalni!
Svi se objavljeni radovi honoriraju po tarifi, slike se računaju kao tekst.

RUKOPISI SE NE VRAĆAJU, zadržite za sebe kopiju!

Časopis izdaje: Društvo građevinskih inženjera i tehničara NRH, Zagreb, Berislavićeva ul. 6.
Glavni urednik: Dr. ing. Ervin Nonveiller.
Tehnički urednik: Ing. Lida Zlatić.

Administracija: Zagreb, Berislavićeva 6 — Tel. 36-271 — Tek. račun kod Komunalne banke Zagreb 40-KB-4/Ž-1151

Tisak »TIPOGRAFIJA« grafičko-nakladni zavod, Zagreb

GRAĐEVINAR

GOD. IX. SRPANJ 1957 BROJ 7

NOSIVOST „NENOSIVOG“ TLA*

Prof. dr. ing. **Lujo Šuklje**, Tehnički fakultet Univerze, Ljubljana

1. Uvod

Nenosivog tla zapravo nema. Čak materiju bez ikakve otpornosti na smicanje, t. j. idealnu tekućinu, možemo opteretiti ispod slobodne površine onoliko, koliko bi iznosila težina materije (tekućine), čije je mjesto zauzeo objekat opterećenja (Arhimedov zakon). U viskoznim tekućinama i u tlu od žitkog, plastičnog, polučvrstog ili čvrstog materijala nosivost je jednaka sumi opterećenja što bi ga materija mogla podnijeti s obzirom na svoju otpornost za smicanje i težine materije (tla), čije je mjesto zauzeo objekat.

Načelo »uzgona tla« kod fundiranja se često primijenjuje bilo kod konstrukcija čistih »plivajućih« temelja, bilo kod direktnih pločastih ili kesonskih fundacija, gdje težimo k što manjem »dodatnom« opterećenju tla. Primjenom tog načela se ne osigurava samo sigurnost objekta protiv klizanja, nego se također smanjuju slijeganja, koja proističu od normalnih naprezanja. U području povratnih opterećenja (do težine iskopa) i deformacije su uglavnom elastičnog karaktera, a moduli elastičnosti (rasterećenja i ponovnog opterećenja) obično su mnogo povoljniji od kompresijskih modula prvog opterećenja.

U ovom izvještaju ćemo međutim tretirati površinsku nosivost tla, koje se obično označuje kao »nenosivo«, to jest onu nosivost, koja proističe iz same otpornosti tla za smicanje, ma kako malena ona bila. Vidjet ćemo, da kod određenog oblika opterećenja možemo »nenosivi« sloj ograničene debljine opteretiti proizvoljno velikim opterećenjem. Međutim, praksa postavlja ovom opterećenju granice po kriterijima ekonomičnosti, funkcionalnosti objekta i osjetljivosti objekta za slijeganja.

Kako je takvo tlo s malom nosivošću obično i malo propustljivo, to se konsolidacija tla pod djelovanjem opterećenja sporo vrši. Zbog toga raspolažemo u prvom stadiju opterećenja tla samo s otpornošću za smicanje, koju tlo ima prije opterećenja. Napredujućom konsolidacijom se otpornost za smicanje od površine prema dubini tla postepeno povećava. Vertikalnim drenažnim sistemom možemo djelovanje konsolidacije tla ubrzati po čitavoj dubini malo nosivih slojeva.

---

* Referat prikazan na VII. kongresu jugoslavenskog društva za mehaniku tla i fundiranje u Ohridu, 21.—24. aprila 1957.

2. Nosivost za trapezaste i trokutne trake opterećenja

2.1 Prethodni rezultati

U jednoj prethodnoj studiji (Šuklje, 1954) izvedeni su obrasci za nosivost koheretnih, malo propustljivih slojeva proizvoljne debljine (h) uz supoziciju, da su klizne površine kružne i da zatvaraju sa horizontom trake opterećenja ugao 45°. Primjenljivost ove supozicije potvrđena je nizom modelnih opita i uspoređenjem rezultata sa vrijednostima po strožem rješenju za slučaj krute trake opterećenja. Obrasci su bili dani za beskrajne trake opterećenja pravougaonog, trouglastog, trapeznog, parabolnog i stepenastog profila. Pretpostavljena je konstantnost otpornosti na smicanje po čitavoj debljini sloja ($\tau_f = c = \text{const}$), ali je također bila konstatirana važnost obrazaca za slučaj, da otpornost tla za smicanje (τ_f) raste sa dubinom (z) linearno po zakonu

(1) $$\tau_f = c_0 + \mu z.$$

U tom slučaju treba u izvedene obrasce umjesto c staviti »odlučujuću koheziju« c', definiranu jednadžbom

(2) $$c' = c_0 \left(1 + 0{,}66 \frac{\mu h}{c_0}\right).*$$

Za fleksivne trake opterećenja pravougaonog oblika povećanje kohezije c sa dubinom po jednadžbi (1) ne može biti efikasno za povećanje stabilnosti trake, jer postaju nepovoljnije pliće klizne površine pod ivicama trake (Šuklje, 1953). To međutim ne važi za trake trouglastog i trapezastog profila, koje mogu aproksimativno predstavljati opterećenja zemljanim nasipima.

2.2 Nasipi trouglastog profila

U prethodnim studijama (Šuklje, 1954, Habib-Šuklje, 1954) bila je suponirana idealna trokutna traka. Kod zemljanog nasipa po slici 1 treba međutim računati i sa djelovanjem potiska zemlje E

---

* U navedenoj raspravi je zbog numeričke griješke navedena umjesto faktora 0,66 pogrešna vrijednost $0{,}0568 = \frac{0{,}66}{3{,}415^2}$. To je reproducirano i u raspravi Habib-Šuklje, 1954.

na vertikalu iznad ivice klizne površine. Suponiramo, da taj potisak djeluje u visini $\frac{H}{3}$ i da je veličine

$$E = K_a \frac{\gamma'_d H^2}{2}. \tag{3}$$

K_a je koeficijent aktivnog zemljanog potiska; s obzirom na ugao trenja φ_d materijala nasipa, čiju smo specifičnu težinu označili sa γ'_d, koeficijent K_a određujemo najlakše poznatom grafičnom konstrukcijom najnepovoljnije ravne klizne površine i to za dio nasipa izvan kružne klizne površine pod dnom nasipa.

Momentni uslov za uravnoteženi sistem aktivnih sila iznad klizne površine (*P*, *Q* i *E*) i reaktivnih sila ispod nje (*r*, *c*, *d*φ) glasi

$$\gamma_d H \frac{d^2}{3} + K_a \gamma_d' \frac{H^2}{2}\left(d - \frac{H}{3}\right) = \frac{\pi r^2}{2} c'. \tag{4}$$

Iz ovog uslova slijedi

$$c' = \frac{2H}{\pi r^2}\left[\gamma_d \frac{d^2}{3} + K_a \gamma_d' \frac{H}{2}\left(d - \frac{H}{3}\right)\right]$$

što daje, sa $r^2 = 2\,d^2$,

$$\frac{H}{d} = 2\,\frac{H_m}{b} = \frac{2}{n},$$

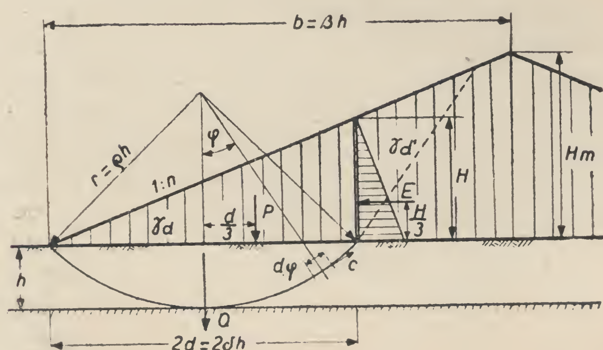
obrazac

$$c' = \frac{H}{\pi}\left[\frac{\gamma_d}{3} + \frac{K_a \gamma_d'}{n}\left(1 - \frac{2}{3n}\right)\right]. \tag{5}$$

Ako je $\gamma_d = \gamma_d'$, bit će

$$c' = \frac{H\gamma_d}{3\pi}\left(1 + K_a \frac{3n-2}{n^2}\right). \tag{6}$$

To je potrebna »odlučujuća kohezija« c' za sigurnost $F = 1$. Ako tražimo sigurnost $F > 1$, mora biti kohezija $(c')F$ puta veća od vrijednosti po desnoj strani jednadžbe (6).



Slika 1

Prema slici (1) i po jednadžbi (6) je maksimalna visina nasipa H_m data jednadžbom

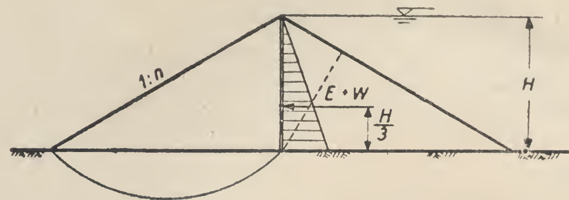
$$H_m = H\frac{\beta}{2\delta} = \frac{1{,}95\,\beta c'}{F\gamma_d\left(1 + K_a \frac{3n-2}{n^2}\right)},$$

odn.

$$H_m = \frac{1{,}95\, c_0\left(\beta + 0{,}66\,\frac{\mu b}{c_0}\right)}{F\gamma_d\left(1 + K_a \frac{3n-2}{n^2}\right)}. \tag{7}$$

Iz jednadžbe (7) se može razabrati, da je visina H_m kod određene širine b toliko manja, koliko je manji koeficijenat $\beta = \frac{b}{h}$. To znači, da je najnepovoljnija najdublja klizna površina; to je kružni luk, koji tangira čvršću podlogu gornjeg sloja. Povećavanjem koeficijenta $\beta = \frac{b}{h}$ možemo kod malo otpornog sloja ograničene debljine h po volji povećati visinu nasipa H_m.

Ako zanemarimo smanjenje koeficijenta aktivnog potiska K_a prema osovini trokutnog profila nasipa (sl. 2), možemo dalje zaključiti, da je kod



Slika 2

neograničene debljine sloja najnepovoljnija klizna površina, koja prolazi kroz podnožje i kroz osovinu nasipa. Ako suponiramo za taj slučaj i djelovanje pritiska vode

$$W = \gamma_w \cdot \frac{H^2}{2} \tag{8}$$

na vertikalnu jezgru u osovini, dobivamo za zemljane brane s takvom jezgrom aproksimativni obrazac

$$H = \frac{3\pi c'}{F\left\{\gamma_d + (\gamma_w + \gamma_d' K_a)\frac{3n-2}{n^2}\right\}}, \tag{9}$$

odnosno, s izrazom (2) za c',

$$H = \frac{3\pi c_0}{F\left\{\gamma_d + (\gamma_w + K_a \gamma_d')\frac{3n-2}{n^2}\right\} - 1{,}28\,\mu n}; \tag{10}$$

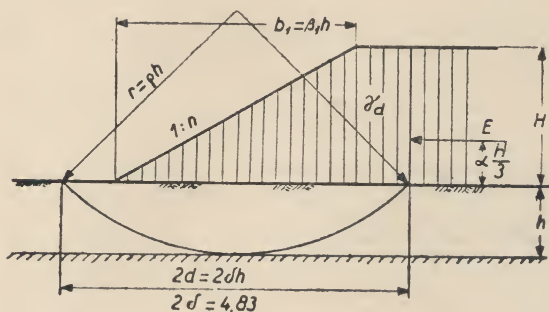
γ_d' je »potopljena zapreminska težina« nasipnog materijala.

2.3 Nasipi trapeznog profila

Sl. 3 prikazuje shemu površine tla i nasipa s kosinom u nagibu $1 : n$. Prema prethodnoj studiji (Šuklje, 1954), u kojoj horizontalni potisak nasipa

$$\left(E = K_a \gamma_d \frac{H^2}{2}\right)$$

nije bio uzet u obzir, nalazi se središte klizne površine u simetrali širine b_1 granične kosine. Očigledno je, međutim, da kod ravnomjerne debljine nasipa dodatna sila zemljanog potiska E ne mijenja položaj kritične klizne površine. Uslov ravnoteže između momenata aktivnih sila težine nasipa iznad klizne površine, težine tla iznad klizne površine i zemljanog potiska E s jedne strane i reaktivnih sila duž klizne površine s druge strane daje — s oznakama po slici 3 — jednadžbu



Slika 3

$$(11)\quad \left\{\begin{aligned} &\gamma_d H\,\frac{\beta_1 h}{2}\cdot\frac{\beta_1 h}{6}+\gamma_d H\left(\delta h-\frac{\beta_1 h}{2}\right)\left\{\frac{\beta_1 h}{2}+\right.\\ &\left.+\left(\delta h-\frac{\beta_1 h}{2}\right)\frac{1}{2}\right\}+\gamma_d H^2 K_a\,\frac{1}{2}\left(h-\frac{H}{3}\,\alpha\right)=\\ &=\frac{\pi\rho^2}{2}\,h^2 c'. \end{aligned}\right.$$

Sa $\delta^2 = 5,828$, $\rho^2 = 11,656$ dobiva se iz jednadžbe (11) daljim razvijanjem obrazac

$$(12)\quad \left\{\begin{aligned} &c' = \gamma_d H\,\Big\{(0,1592-0,00228\,\beta_1^2)+\\ &+K_a\left[0,0659\,\frac{H}{h}-0,0091\,\alpha\left(\frac{H}{h}\right)^2\right]\Big\}. \end{aligned}\right.$$

S izrazom (2) za c' možemo jednadžbu (12) pisati i u obliku

$$(13)\quad H=\frac{2\,\pi c_0}{\gamma_d\left\{(1-0,01432\,\beta_1^2)+K_a\left[0,414\,\frac{H}{h}-0,0571\,\alpha\left(\frac{H}{h}\right)^2\right]\right\}-4,15\,\frac{\mu n}{\beta_1}}.$$

Sa $\beta_1 = 0$ dobiva se iz (12) izraz za opterećenje beskrajnom trakom pravougaonog profila.

$$(14)\quad H=\frac{2\,\pi c'}{\gamma_d\left\{1+K_a\left[0,414\,\frac{H}{h}-0,0571\,\alpha\left(\frac{H}{h}\right)^2\right]\right\}}$$

a sa $\beta_1 = 2\,\delta = 4,83$, $\frac{H}{h} = \frac{4,83}{n}$, $\alpha = 1$ izraz (9) (za slučaj $\gamma_w = 0$, $\gamma_d' = \gamma_d$) za trouglasti nasip na sloju neograničene debljine.

3. Određivanje otpornosti slabo nosivog tla za smicanje

3.1 Opiti »in situ«

Ako želimo iskoristiti obrasce, izvedene u prethodnom poglavlju za nosivost slabo nosivog tla, moramo poznavati karakteristike c_0 i μ, koje određuju porast otpornosti tla za smicanje sa dubinom z prema jednadžbi (1):

$$(1)\qquad c = c_0 + \mu z.$$

U tu svrhu moramo pronaći otpornost c u različitim dubinama z, bilo na osnovu laboratorijskih, bilo na osnovu terenskih opita.

Od terenskih opita danas se, naročito u skandinavskim zemljama i u Engleskoj mnogo primijenjuje torziono smicanje sa krilom (»vane test«). Krilo križastog profila utisne se kroz dno sondažne cijevi toliko duboko, da dođe u neporemećeno područje, pa se na nj djeluje momentom oko vertikalne osovine sondažne šipke. Suponirajući ravnomjernu otpornost za smicanje c na obodu cilindričnog zemljanog tijela, koje se suprotstavlja djelovanju torzionog momenta, može se iz uslova ravnoteže aktivnog i reaktivnih momenata pronaći vrijednost c.

Za određivanje otpornosti za smicanje »in situ« može služiti i penetraciono sondiranje. Za tlo vrlo malene nosivosti primjenljive su međutim samo penetracijske sprave sa dovoljno širokim penetracijskim konusom, dovoljno lakom šipkom i dovoljno osjetljivim dinamometrom. Uzmimo n. pr. tlo, čija se otpornost za smicanje povećava sa dubinom po zakonu $c = 0,2 + 0,15\,z$ (t/m²). U dubini $z = 5$ m je otpornost $c = 0,95$ t/m². Ako je dijametar konusa d = 5,06 cm, njegov je presjek A = = 20,1 cm². Po obrascu Mayerhofa (cit. po Šuklje, 1957, str. 312) nosivost konusa za 1 cm² presjeka dana je jednadžbom

$$q = 9,5\,c + \gamma z.$$

Sa $c = 0,95$ t/m², $\gamma = 0,70$ t/m³, $z = 5$ m slijedi

$$q = 12,5 \text{ t/m}^2.$$

Nosivost konusa je dakle

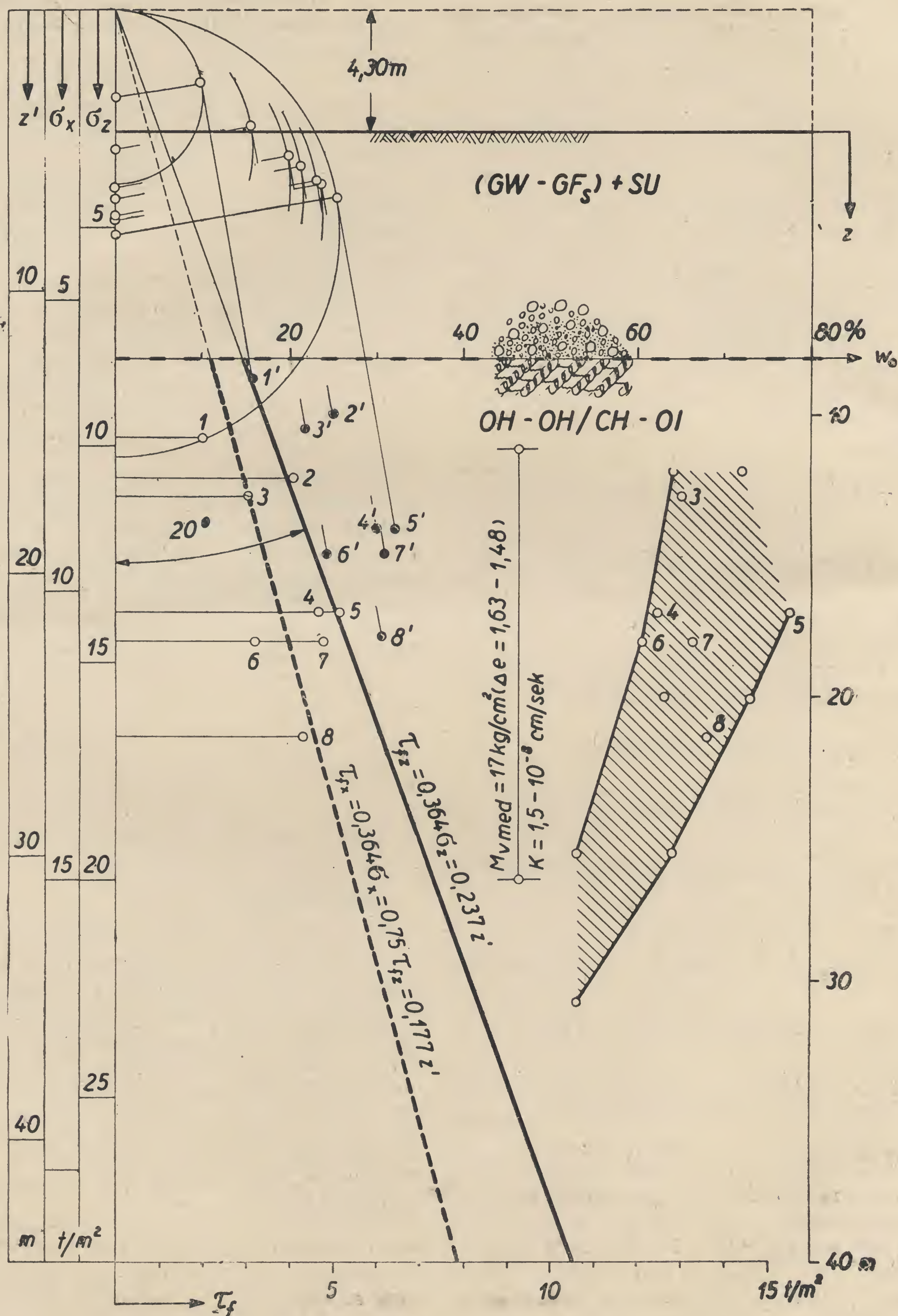
$$Q = qA = 12,5\cdot 0,00201 = 0,0251\,t = 25,1\ kg.$$

Na osnovu gornjeg primjera postaje razumljivo, zašto se u takvom tlu dobiva po standardnom dinamičkom penetracionom opitu (»standard penetration test«) redovno nosivost jednaka nuli. Po tom je opitu nosivost ovisna od broja udaraca malja težine 63,6 kg sa visine 76 cm na sondirni vrh profila 5,06 cm. Sondirni vrh tone u gornjem primjeru — a tonuo bi i kod dvaputa većeg otpora — pod samim statičkim opterećenjem malja, ne uzimajući u obzir vlastitu težinu sondirnog vrha i šipke.

3.2 Opiti na intaktnim uzorcima tla

Ako nam uspije da od malo nosivog tla uzmemo intaktne cilindrične uzorke, možemo ispitati otpornost tih uzoraka za smicanje triaksijalnim opi-

tima uz mjerenje pornih pritisaka. Ako je σ_p normalni geološki pritisak, pod kojim je uzorak bio u tlu u pravcu svoje klizne površine, tada možemo očekivati, da će prava $\tau_f = c_0 + \text{tg}\varphi\sigma'$ tangirati Mohrove krugove u području $\sigma > \sigma_p$ (τ_f = otpornost za smicanje, c_0 = mala vrijednost »prave« kohezije, φ = ugao otpornosti za smicanje, σ' = intergranularno naprezanje); u području $\sigma < \sigma_p$ tangira Mohrove krugove koherentnih materijala prava



Slika 4

(15) $\tau_f = c_{op} + tg\varphi_t\sigma'$,

$c_{op} > c_o, \quad tg\varphi_t < tg\varphi$.

Kod tumačenja rezultata za otpornost protiv smicanja »in situ« treba međutim imati u vidu, da se kako uslijed poremećenja kod uzimanja i transporta uzorka, tako i zbog diskontinualnog opterećivanja uzorka više ili manje uvijek poruši prvobitni labilni sedimentacijski sastav zrna. Tako određenom normalnom pritisku ne odgovara isti porozitet uzorka u tlu i kod laboratorijskog opita. Porozitet uzorka se obično smanji, a odgovarajuća otpornost za smicanje je veća. No sa druge strane tiksotropni efekti, koji nastaju zbog narušavanja labilne sedimentacijske strukture, mogu prouzročiti smanjenje otpornosti uzorka prema otpornosti tla.

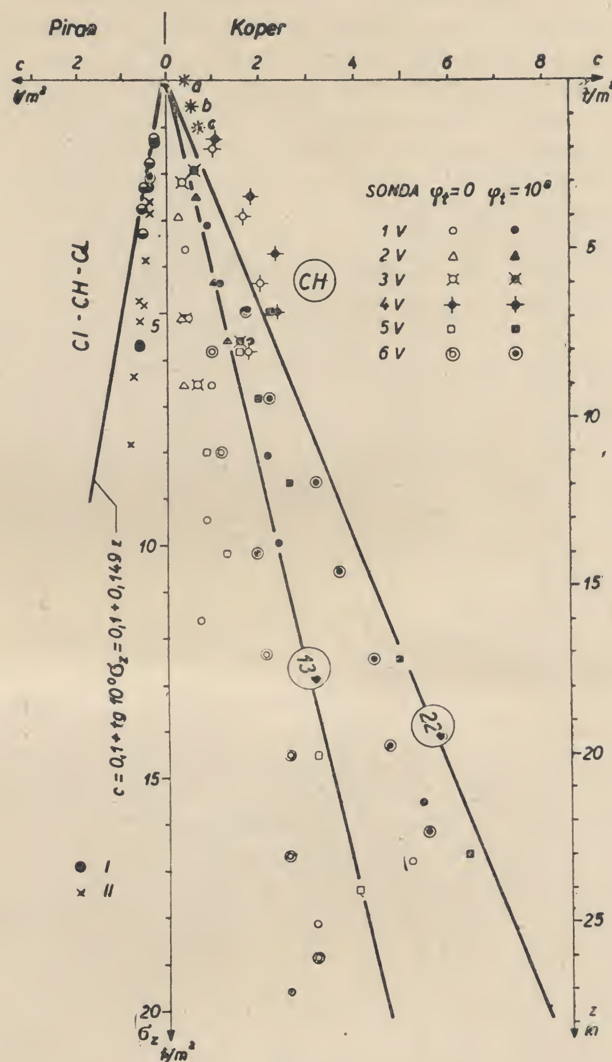
Prvi od spomenutih utjecaja možemo kod interpretacije rezultata barem aproksimativno eliminirati na taj način, da pripišemo tlu s geološkim pritiskom σ_p otpornost, koju smo dobili kod laboratorijskog opita za onaj pritisak $\sigma < \sigma_p$, kod kojeg je bila poroznost ista kao u tlu »in situ«.

Rezultate ispitivanja otpornosti za smicanje direktnim striženjem uzoraka apliciramo na analogan način, uzimajući u obzir opće odnose između »prividnog ugla trenja« φ' direktnih opita i stvarnog ugla trenja φ triaksijalnih opita (vidi n. pr. Šuklje, 1957, str. 90). (Približno je $tg\varphi' = \sin\varphi$.)

U geotehničkoj praksi se za određivanje otpornosti tla protiv smicanja »in situ« najviše primjenjuje monoaksialni opit čvrstoće slobodnih cilindričnih uzoraka. Kod toga se obično suponira, da otpornost za smicanje intaktnih uzoraka ne zavisi od normalnog naprezanja, nego samo od gustoće uzorka, koja je posljedica geološkog opterećenja (metoda $\varphi = 0$). Otpornost tla za smicanje je prema tome jednaka polovini čvrstoće slobodnog uzorka $\left(c = \frac{q_f}{2}\right)$.

Na sl. 4 označuju tačke 1 do 8 (prazni kružići, lijevo) na taj način određene vrijednosti otpornosti tla za smicanje »in situ« za mlade lakustralne naslage organskih muljeva iz temeljnog tla pregrade Šipovo (po idejnom projektu poduzeća »Geoistraživanja«, Zagreb). Kompletnije triaksijalno ispitivanje pokazuje međutim, da se može računati u području $\sigma > \sigma_p$ (σ_p = geološki pritisak) s uglom otpornosti za smicanje najmanje $\varphi = 20^0$. Ako suponiramo, da je za $\sigma < \sigma_p$ ugao čistog trenja $\varphi_t = 10^0$, što bi uz gornju vrijednost za φ odgovaralo donjoj granici rezultata za ostale triaksijalne opite, dobijemo kao otpornosti »in situ« vrijednosti, označene u dijagramu na slici 4 s punim kružićima i brojkama 1' do 8'. (Kod toga je bio uzet u obzir odnos K_o između normalnih naprezanja u horizontalnom i vertikalnom pravcu $K_o = \sigma_x : \sigma_z = 0{,}75$.) Iz dijagrama se vidi, da pravac $\varphi = 20^0$ tangira vrijednosti, koje odgovaraju tumačenju sa $\varphi = 0$, na granici maksimalnih rezultata, a vrijednosti, koje odgovaraju uglu $\varphi_t = 10^0$, na granici minimalnih rezultata. Mišljenja smo, da se uz supoziciju $\varphi = 0$ mogu često dobiti suviše niske vrijednosti.

Sl. 5 prikazuje desno od osovine σ_z slične rezultate za mlade glinovite morske naslage visoke kompresibilnosti (CH) Stanjonskog zaliva u Kopru



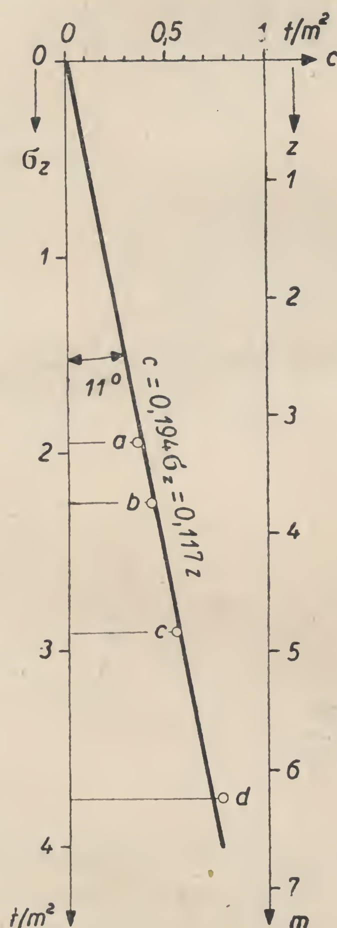
Slika 5

(po podacima Geološkog zavoda, Ljubljana). Direktnim smicanjem je bio određen ugao $\varphi = 20^0$ kao srednja vrijednost. Iz dijagrama se vidi, da se tumačenjem monoaksijalnih opita po metodi $\varphi = 0$ očigledno dobivaju suviše niske vrijednosti otpornosti tla »in situ«. Pravac $\varphi = 13^0$ je na granici rezultata za $\varphi = 0$ i $\varphi_t = 10^0$. S uglom $\varphi_t = 10^0$ preračunate vrijednosti uglavnom su u području pravaca $\varphi = 13^0$ i $\varphi = 22^0$. Zvijezdicom i znakom b odnosno c označene su vrijednosti, koje su bile za gornje slojeve dokazane stabilnošću postojećih melioracionih nasipa na obali zaliva. Obje vrijednosti su čak van pravca $\varphi = 22^0$, ali treba imati u vidu, da je povećanju posmične otpornosti gornjih slojeva za smicanje nešto doprinijela i kon-

solidacija pod djelovanjem nasipa. Iako se naime ta konsolidacija sporo vrši (propustljivost iznosi oko 5.10^{-8} cm/sec), njeno se djelovanje dosta brzo osjeti u gornjem sloju u području strmih gradijenata izohrona pornih pritisaka.

Zvjezdicom i znakom *a* je na istom dijagramu označena približna otpornost površine, kako proizlazi iz činjenice, da ta površina može nositi — iako ne svuda — ljude, koji ribare i nabiraju školjke. (Do djelomičnog učvršćenja tog plitkog morskog dna može doći za vrijeme dubokih osjeka.)

S lijeve strane osovine σ_z su na istoj slici (5) unesene vrijednosti, koje proizlaze za obalno tlo brodogradilišta u Piranu kao minimalne s obzirom na stabilnost obalnih kosina. Kružićima označene vrijednosti dobivene su po Tayloru (T a y l o r, 1942, str. 459, slučaj 1) za kružne klizne površine,



Slika 6

koje završavaju u podnožju kosine; krstićima su označene vrijednosti, koje proizlaze po jednadžbi (6) za tlo neposredno ispod kosine; u unutrašnjim dijelovima obale možemo očekivati povoljnije vrijednosti. Kako na obalne kosine djeluju morski valovi, možemo sa sigurnošću računati, da posmična otpornost tla protiv smicanja τ_f raste sa dubinom *z* brže nego po zakonu »dokazanih vrijednosti« $\tau_f = 0,1 + 0,15\,z$. Sastav tla je čak nešto povoljniji nego u Kopru (pretežno materijali CL i CI — uz CH). Ipak su, na osnovu standardnih penetracijskih opita, ti slojevi u geotehničkom izvještaju bili označeni kao potpuno nenosivi.

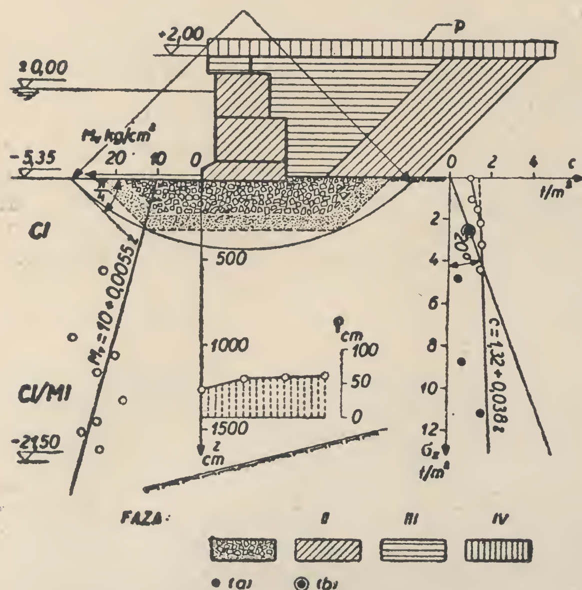
Na sl. 6 su prikazane vrijednosti otpornosti dna Skadarskog jezera (OI—CI) za smicanje. Vrijednost *a* je bila dobivena na osnovu rezultata probnog opterećenja na ploči veličine (32 × 30) cm² sa šipkom, s upotrebom obrasca $q_f = 7,4\,c$. Vrijednosti *b* i *c* su bile izvedene iz podataka o tonjenju nasipa za most, s pomoću obrasca (6), a vrijednost *d* na osnovu podataka za keson tlocrtne površine BL = 6,80 m × 19,00 m, koji je preplavila voda te je kliznuo kod opterećenja $q_f = 7,6$ t/m² u dubini 4,40 m; primijenjen je bio obrazac $q_f = 5,7\,c\left(1 + 0,3\frac{B}{L}\right) + \gamma d$. — Iz ovih podataka slijedi za jezersko dno vrlo malena vrijednost aktivnog ugla trenja $\varphi = 11^0$.

4. Primjena

Iskorištavanje nosivosti »nenosivog tla« u veličini, koja proizlazi iz obrazaca, navedenih u 2. poglavlju, i iz informativnih vrijednosti otpornosti tla, prikazanih u 3. poglavlju, ograničeno je — kako smo spomenuli već u uvodu — na objekte, koji ne prouzrokuju suviše velikih opterećenja tla i koji nisu suviše osjetljivi za slijeganje. U takve objekte se pod određenim uslovima gradnje i održavanja ubrajaju naročito zemljani ili kameni nasipi i obalni zidovi.

Kod obalnih zidova problem nosivosti »nenosivih« mladih morskih naslaga ne možemo izbjeći ni fundiranjem obalnog zida na šipovima. Ukoliko ne upotrebimo skupocjene konstrukcije sa dvostrukim potpornim zidovima, moramo računati s time, da zasip iza obalnog zida opterećuje dno i da od ovog opterećenja može doći do klizanja ukupnog obalnog postrojenja. Tako treba i ispod zidova, fundiranih na šipovima, zamijeniti slabo morsko dno otpornijim kamenim ili šljunčanim materijalom (zaštićenim prelaznim filtrom), kako bi se izbjegla mogućnost stvaranja plitkih kliznih površina kroz najmanje otporne površinske slojeve neposredno uz dno. Postavlja se međutim pitanje, da li se onda na i onako potrebne kamene »jastuke« ne bi mogao postaviti obalni zid direktno.

Sl. 7 prikazuje takvo varijantno rješenje za obalni zid u Pločama po projektu poduzeća »Obala«, Split. Ma da je dno mora bilo označeno do dubine —11 m (ispod razine mora) kao potpuno nenosivo, projektant (ing. Adam) je uzeo u obzir činjenicu, da je već nasuti dio nasipa iza projektiranog obalnog zida stabilan (kontrolirao ronilac pregledom dna) i da slijeganja nisu izvanredno velika. Projektom je bila predviđena etapna gradnja (faze po sl. 7), kako bi se moglo koristiti povećanje otpornosti za smicanje s napretkom konsolidacije.



Slika 7

Geotehničkom analizom postojećeg nasipa po jednadžbi (12) bile su dokazane kao minimalne vrijednosti otpornosti za smicanje, unesene u desni dijagram na sl. 7 (prazni kružići). Spojnica tih vrijednosti siječe pravac $\varphi = 20^0$ (laboratorijski opit je dao čak $\varphi = 24^0$) tek u dubini oko 4 m. U plićem području vjerojatno je povećana otpornost pod djelovanjem konsolidacije. U dubljim slojevima je bio pretpostavljen porast otpornosti po produženom pravcu »dokazanih« vrijednosti $c = 1{,}32 + 0{,}038\,z$ (t/m²), iako su vjerojatne povoljnije vrijednosti bliže pravcu $\varphi = 20^0$. Vrijednosti kohezije kao polovine monoaksijalne čvrstoće (puni kružići a) nisko su ispod »dokazanih« vrijednosti. Srednje trenje, dokazano iz probnog opterećenja betonskih talpi, pobijenih do dubine 6,50 m (dvostruki kružić b) upada tačno u pravac $\varphi = 20^0$.

Geomehanička analiza projekta je pokazala, da se treća etapa gradnje može izvršiti godinu dana iza prve, te da se u trećoj godini može na obalu postaviti pokretno opterećenje do 0,6 t/m², a u četvrtoj i petoj godini konačno opterećenje do 1,5 t/m². Predviđene vrijednosti ukupnih slijeganja su prikazane u dijagramu na slici.

Za spomenutu pregradu Šipovo se predviđa u većoj mjeri iskorišćenje povećanja otpornosti za smicanje s napretkom konsolidacije. U tu svrhu su projektirani vertikalni pješčani filtri u otstojanjima, koja se određuju s obzirom na potrebnu brzinu iscjeđivanja porne vode.

Ispravak i popis literature nalazi se na str. 204.

FUNDIRANJE HALE BR. 3 NA BEOGRADSKOM SAJMIŠTU*

Dr. ing. **R. Vučetić**, saradnik Instituta za ispitivanje materijala NRS, Beograd

Opis konstrukcije objekta

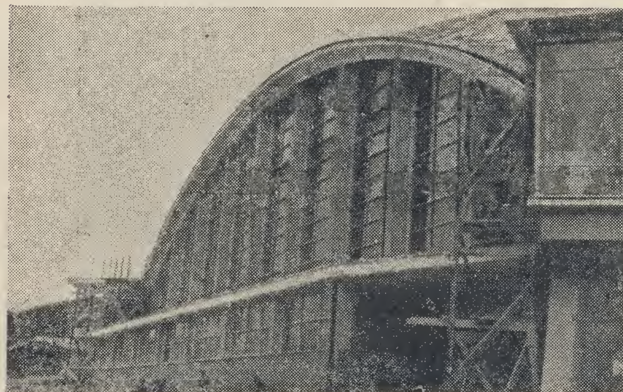
Između ostalih hala na Beogradskom novom sajmištu podiže se i hala br. 3, koja se sada nalazi u završnoj fazi izgradnje.

Prostor koji obuhvata hala je pokriven sfernom ljuskom, čiji je oblik dobijen presecanjem lopte prečnika 100 m jednom horizontalnom i dvema paralelnim vertikalnim ravnima. Vertikalne ravni su na međusobnom odstojanju od 48 m i postavljene su simetrično prema vertikalnoj osovini lopte. Horizontalna projekcija ovako dobijenog dela površine lopte ima u pravcu duže osovine dužinu od 70 m, a u pravcu kraće osovine dužinu od 48 m. Debljina ljuske je 9 cm i samo na dužini od 3,5 m uz krajeve postepeno se podebljava na 20 cm. Po ivicama ljuska je ukrućena ivičnim nosačima, sa kojima ona obrazuje stabilan statički sistem. Na sl. 1 dat je opšti izgled hale u završnoj fazi izgradnje.

Ivični nosači postavljeni u pravcu duže strane hale oslanjaju se na vertikalne stubove (sl. 2), dok se ivični nosači u pravcu kraće strane hale oslanjaju na kose stubove (sl. 3).



Sl. 1 — Opšti izgled hale u završnoj fazi izgradnje



Sl. 2 — Vertikalni stubovi hale



Sl. 3 — Kosi stubovi hale

Radijalni razmak između osovina temelja kosih stubova iznosi 86 m.

Po ivicama u pravcu kraćih strana hale postavljene su galerije (sl. 4).

U hali su predviđene podrumske prostorije, iznad kojih se nalazi pečurkasta tavanica.

Izrazito slabom zemljištu pri površini terena — raznorodnom nasutom nekonsolidovanom materijelu nisu se smele poveriti kose sile, iz kog razloga su temelji radijalno naspramnih kosih stubova morali biti povezani prednapregnutim zategama (sl. 5). U tu svrhu kablovi od visokovrednog čelika imali su da prođu kroz pečurkastu tavanicu iznad podruma.



Sl. 4 — Spoljni izgled galerije i kosih stubova

Projektant-konstrukter hale br. 3 je Ing. Milan Krstić, a izgradnju hale sprovodi Građevinsko preduzeće »Rad« iz Beograda.

Geotehnički opis temeljnog tla hale

Hala br. 3 se nalazi u neposrednoj blizini reke Save, nedaleko od mesta zvanog »Šest topola«.

Sondažnim bušenjem i laboratorijskim ispitivanjem uzoraka tla ustanovljeno je da se na mestu postavljanja hale br. 3 od površine terena prostiru ovi slojevi tla:

— **Sloj raznorodnog nasutog materijala** debljine oko 5 m. Ovaj sloj se ni u kom slučaju nije mogao označiti nosivim zbog njegove velike raznorodnosti. Mestimično su se u njemu nalazili još nesagoreli papirnati otpaci, organsko đubre i građevinski otpaci.



Sl. 5 — Zatezanje zatege temelja radijalno naspramnih kosih stubova

Srednja vrednost zapreminske težine ovog prirodno vlažnog materijala iznosi $G_w = 1{,}3$ t/m³, što je ustanovljeno laboratorijskim ispitivanjem.

— **Sloj prašinaste gline,** dosta kompaktan, debljine do 5 m. Ovaj sloj bi se mogao u svakom slučaju smatrati nosivim, zbog svojih osobina.

Laboratorijskim putem dobivene su sledeće vrednosti za karakteristike ovoga sloja:

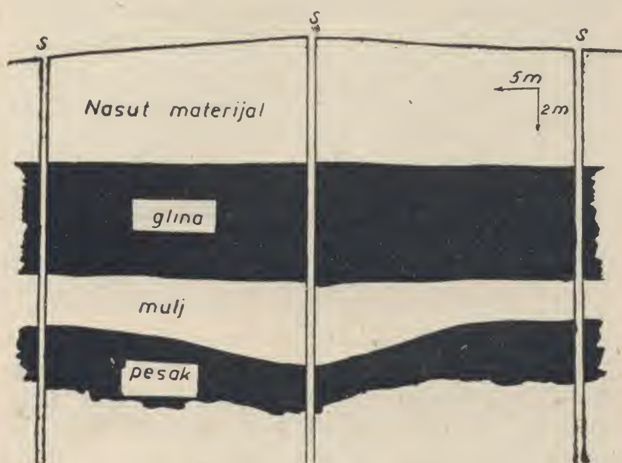
zapreminska težina prirodno vlažnog materijala . . . $G_w = 2{,}0$ t/m³,
ugao unutrašnjeg trenja . . $\varphi = 16^0$,
kohezija . . . . $c = 3{,}0$ t/m²,
koeficijent stišljivosti . . . $C = 50$.

Navedene vrednosti su srednje veličine, dobijene iz rezultata većeg broja laboratorijskih ispitivanja.

— **Sloj mulja,** čija se debljina u pojasu pod objektom kreće od 0—4 m. Glavne su karakteristike ovoga sloja, koje se mogu označiti kao nepovoljne, njegova velika neravnomernost u debljini, i to bez ikakve pravilnosti, i prilična neravnomernost u njegovoj stišljivosti.

Laboratorijskim putem se naišlo da se koeficijenti štišljivosti kreću u granicama od 17 do 30. U većim dubinama ispod sloja mulja se naizmenično pojavljuju manje više povoljni slojevi uglavnom slabo glinovitih peskova, srednje zrnitosti.

Na sl. 6 dat je karakterističan profil terena.



Sl. 6 — Karakterističan profil terena (svetle površine pretstavljaju nepovoljne slojeve)

Problematika fundiranja hale

Objekat je imao da se postavi na terenu, čija je priroda zahtevala ozbiljnu studiju pri donošenju odluke o izboru najpogodnijeg načina fundiranja. Nejednaka debljina sloja mulja ispod gline i njegova raznolikost u pogledu stišljivosti su otežavali donošenje brze odluke o izboru načina fundiranja, a na prvi pogled obično plitko fundiranje je bilo neprihvatljivo, naročito s obzirom na osetljivost konstrukcije objekta u pogledu nejednakosti sleganja na raznim mestima. Dalju, takođe veliku teškoću je predstavljala nepravilnost prostiranja debljine sloja mulja, tako da se i posle brojnih sondiranja (izvedeno je 13 sondi) nije moglo sa sigurnošću tvrditi kolika je debljina sloja mulja izvan mesta gde su sondažna bušenja obavljena.

Pri donošenju odluke o izboru načina fundiranja u prvom redu se išlo za tim, da se ispitaju sve mogućnosti o prihvatanju običnog (plitkog) fundiranja kao najekonomičnijeg. Prihvatanje nekog drugog načina fundiranja prouzrokovalo bi poskupljenje objekta i produženje roka završetka izgradnje.

Cela postavljena problematika bila je zaoštrena još i tim, što je odluka o izboru načina fundiranja doneta u vrlo kritičnom vremenskom roku. Na geomehanička laboratorijska ispitivanja se nije moglo čekati, ona su bila završena dosta kasnije, t. j. po već započetoj izgradnji objekta.

U konačnoj odluci odabran je način običnog plitkog fundiranja, s tim da temeljne stope uđu oko 0,5 m u sloj gline. Odluka je zasnovana na veličinama dopuštenog opterećenja tla i nejednakosti sleganja, koje su dobijene proračunima, pri čemu su vrednosti uticajnih karakteristika tla ocenjene na osnovu makroskopskog pregleda uzoraka tla. Naročitog uticaja na donošenje ovakve odluke imao je od projektanta-konstruktera predloženi način za otklanjanje nepovoljnog uticaja nejednakog sleganja, o čemu će biti kasnije govora.

Proračunato dopušteno opterećenje i veličine sleganja tla pod objektom

Dopušteno opterećenje tla, dobijeno proračunom, pri čemu su vrednosti uticajnih karakteristika tla ocenjene, iznosilo je $\sigma_{dop} = 1{,}6$ kg/cm².

Kod ocene karakteristika tla su prihvaćene izvesne rezerve u korist sigurnosti objekta.

Proračun sa karakteristikama tla, dobijenim laboratorijskim putem, dao je za dopušteno opterećenje tla vrednost od $\sigma_{dop} = 2{,}0$ kg/cm².

Ta veličina je dobijena tek pošto je objekat bio već u toku izgradnje. Našlo se da je dopušteno opterećenje tla iznad graničnog opterećenja tla po jednačini za kvadratne stope, koju upotrebljava Naučno-istraživački zavod u Lenjingradu, a koja glasi:

$$\sigma_{gran} = \frac{Gt}{m^4} + 1{,}2\,Gb \cdot \frac{1 - m^4}{2\,m^5} + 2{,}6\,c\,\frac{1 + m^2}{m^3}$$

gdje je

σ_{gran} = granično opterećenje temeljnog tla,
G = zapreminska težina tla,
t = dubina fundiranja,
$m = \mathrm{tg}\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$,
φ = ugao unutrašnjeg trenja tla,
b = širina temeljne stope, i
c = kohezija tla.

Kako kod graničnog opterećenja, nastaje lom tla, to se dopušteno opterećenje dobija preko graničnog usvajanja koeficijenta sigurnosti. U konkretnom slučaju za koeficijenat sigurnosti je usvojena vrednost od 1,8.

U stvarnosti temeljno tlo pod halom br. 3 je opterećeno sa $\sigma = 1{,}5$ kg/cm², pri čemu su dimenzije temeljnih stopa ispod kosih stubova iznosile $3{,}75 \times 3{,}75$ m.

Najveće sleganje ispod glavnih kosih stubova, proračunom dobijeno, pri $\sigma = 1{,}6$ kg/cm², a za ocenjene karakteristike tla je iznosilo **10,0 cm,** pri čemu je dobijena najveća razlika u sleganju od **1,6 cm.**

Odgovarajuće najveće sleganje, proračunom dobijeno iskorištenjem karakteristika tla dobijenih laboratorijskim ispitivanjem, iznosilo je **6 cm,** pri čemu je dobijena najveća razlika u sleganju od **0,7 cm.**

Proračuni sleganja su izvršeni po Terzaghi-Buisman-ovoj jednačini, koja glasi:

$$\Delta h = \frac{h}{C} \ln \frac{p + \Delta p}{p},$$

gde je

Δh = sleganje sloja tla debljine h,

C = koeficijenat stišljivosti,

p = prosečno naprezanje tla u odgovarajućem sloju, pre izgradnje objekta,

Δp = prosečno naknadno naprezanje tla u odgovarajućem sloju, prouzrokovano izgradnjom objekta.

U tom slučaju je ukupno sleganje tla $H = \Sigma \Delta h$.



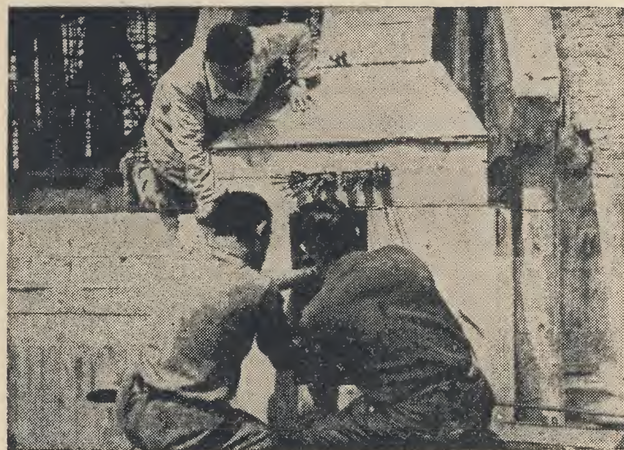
Sl. 7 — Predviđeni prostor za smeštaj prese

Predviđene mere za otklanjanje štetnih uticaja eventualnih većih nejednakosti sleganja

Do odluke o prihvatanju običnog (plitkog) načina fundiranja objekta došlo je bez prethodnih laboratorijskih ispitivanja uzoraka tla. Već prva analiza sleganja tla pod objektom, zasnovana na ocenjenim karakteristikama, ukazivala je da će doći do nejednakosti sleganja. Na ovaj način dobijene veličine nisu se smele prihvatiti kao tačne vrednosti, iz kojih razloga je projektant-konstrukter predvideo posebne mere za otklanjanje štetnog uticaja većih nejednakosti sleganja. Predviđena je mogućnost pojedinačnih izdizanja glavnih kosih stubova, prema potrebi pomoću hidrauličnih presa. Neposredno ispod šapa kosih stubova, a u temeljnom stubu, predviđena su posebna mesta (po dva za svaki stub) za smeštaj presa (sl. 7).



Sl. 8 — Kontakt šape jednog kosog stuba sa temeljem pred samo izdizanje stuba pomoću hidrauličnih presa



Sl. 9 — Nameštanje hidraulične prese pred izdizanje kosog stuba

Predviđena mogućnost otklanjanja štetnog uticaja većih nejednakosti sleganja do danas nije korišćena, jer za to nije bilo potrebe. Međutim, kod skidanja skela, koje su služile za betoniranje ljuske, izdignuta je postepeno cela konstrukcija hale br. 3 pomoću hidrauličnih presa, kako bi se ljuska od skele mogla odvojiti.



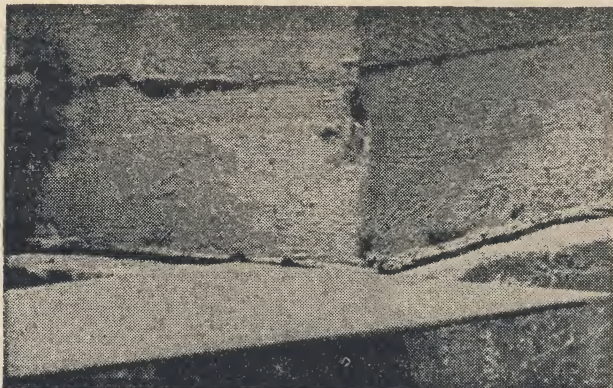
Sl. 10 — Rad sa hidrauličnom pumpom za vreme izdizanja stuba

Na sl. 8 prikazan je kontakt šape jednog kosog stuba sa temeljem pred samo izdizanje.

Odvajanje konstrukcije od skele vršeno je na taj način, što su na jednoj strani kosi stubovi izdi-

zani pojedinačno jedan za drugim, dok su na drugoj strani hale izdizani skupno, tj. istovremeno.

Na sl. 9 prikazano je nameštanje prese pred izdizanje stuba.



Sl. 11 — Izdignuti kosti stub

Kod pojedinačnih izdizanja stubova, jednog za drugim, stvarana su naprezanja na tlo veća nego što će ih objekat kasnije izazvati, što je činjeno, da bi se određeni umeci mogli staviti između šape stuba i temelja. Ova činjenica je označena nepovoljnom, pa su stoga u drugom redu kosi stubovi izdizani istovremeno.

Na sl. 10 prikazan je rad sa hidrauličnom pumpom za vreme izdizanja jednog kosog stuba.

Sl. 11 prikazuje izdignuti kosi stub, a sl. 12 stavljanje umetaka između šape stuba i temelja.

Vremenski tok dosada ostvarenih sleganja i njihove nejednakosti

Ostvarena sleganja tla pod objektom su povremeno registrovana snimanjima pomoću preciznog nivelmanskog instrumenta.



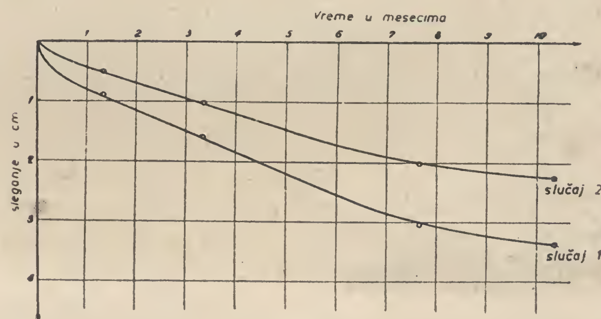
Sl. 12 — Stavljanje umetaka između šape stuba i temelja

Na sl. 13 dat je grafikon vremenskog toka dosada ostvarenih sleganja tla pod objektom.

Na grafikonu su posebno dati tokovi sleganja ispod karakterističnih kosih stubova, u jednom slučaju iz reda gde su stubovi izdizani pojedinačno jedan za drugim, a u drugom slučaju iz reda gde su stubovi izdizani istovremeno. Pod karakterističnim stubovima podrazumevaju se oni ispod kojih su ostvarene srednje veličine sleganja za odgovarajući red.

U redu kosih stubova (ima ih 9) za slučaj 1 najveća nejednakost u sleganju kod poslednjeg snimanja iznosi **7,8 mm.**

U periodu zadnjih tri meseca do poslednjeg snimanja pomenuta nejednakost u sleganju se odražava u konstantnoj veličini. Pet meseci pre zadnjeg snimanja nejednakost je iznosila 6,5 mm.



Sl. 13 — Vremenski tok dosada ostvarenih sleganja od početka dejstva punog opterećenja

U redu kosih stubova za slučaj 2 najveće nejednakosti u sleganju kod poslednjeg snimanja iznosi 4,1 mm.

Prosečna najveća nejednakost u sleganju između dva reda kosih stubova kod posljednjeg snimanja iznosi **11,0 mm.**

Zaključak

Prema dosadašnjem ponašanju temeljnog tla ispod konstrukcije hale br. 3 na Beogradskom novom sajmištu, može se konstatovati da se učinjene geomehaničke prognoze ostvaruju u zadovoljavajućoj meri.

Osim toga, predloženi i prihvaćeni način za uklanjanje nepovoljnog dejstva većih nejednakosti sleganja se pokazao kod izdizanja cele konstrukcije hale kao vrlo pogodan i za svaku je dalju preporuku.

* Referat iznesen na VII. kongresu Jugoslavenskog društva za mehaniku tla i fundiranja u Ohridu

NEKI PROBLEMI KADROVA U GRAĐEVINARSTVU FNRJ

Ing. **Lida Zlatić**, Zagreb

Savezna naroda skupština na svom zasjedanju od 19. juna ove godine diskutirala je o problemima građevinarstva na temelju izvještaja koji je podnio drug Ivo Maček. Skupština je prihvatila rezoluciju o perspektivnom planu građevinarstva FNRJ.

U rezoluciji govori se o problemu radne snage i podvlači da ustaljenost radnika u građevinarstvu i industriji građevinskog materijala treba osigurati uvođenjem takvog platnog i premijskog sistema, kojim bi se omogućilo da prosječna plaća radnika u građevinarstvu bude vezana na povećanje stručnosti i produktivnosti i da odgovara posebnim uvjetima života i rada. Budući da potrebe za stručnim kadrovima prelaze kapacitete naših stručnih škola, potrebno je ići za ubrzanim proširenjem stručnog školovanja i organizirati specijalne ustanove za ubrzano osposobljavanje kadrova. U poduzećima, gdje je to moguće, treba organizirati stalne tečajeve za sticanje kvalifikacija i za usavršavanje radnika.

Materijale za diskusiju u Skupštini prikupila je i obradila Komisija Saveznog Izvršnog Vijeća za izradu perspektivnog plana građevinarstva FNRJ. Ta je Komisija početkom ove godine izradila opsežan elaborat o dosadašnjem i perspektivnom razvoju građevinarstva. Ona je radila u devet potkomisija, koje su obrađivale pojedine važnije građevinske probleme. Potkomisija za sistem školstva i ostrukovljenje kadrova na čelu s ing. Vladom Tufegdžićem, izradila je elaborat o kadrovima, sistemu školstva i ostrukovljenju radnika u građevinarstvu. Taj elaborat sadrži niz veoma interesantnih podataka i zaključaka, koji su od velikog značenja za rješenje problema kadrova u građevinarstvu, pa zato smatramo korisnim da ga ukratko prikažemo našoj stručnoj javnosti.

Točni podaci o obimu građenja u staroj Jugoslaviji ne postoje. Prema ocjeni, koja je uzela u obzir sve podatke s kojima se raspolaže, godišnji obim građenja prije rata na teritoriji Jugoslavije bio je tri puta manji od onoga koji je postignut u 1955. god. Za taj obim radova stanje kadrova bilo je 1939. god. približno ovakovo:

građevinskih inženjera i arhitekata .	3 000,
tehničara građevinske i arhitektonske struke	2 500,
poslovođa	2 500,
kvalificiranih radnika	30 000,
nekvalificiranih radnika	70 000,
učenika u privredi	1 500,
svega oko	109 500.

Godišnji priliv kadrova nije bio naročito velik. Na pr., u školskoj godini 1938./39. diplomiralo je 125 građevinskih inženjera i 52 arhitekta, te 135 tehničara.

Poslije rata moglo je građevinarstvo povećati obim proizvodnje izvršiti samo s povećanim brojem osoblja. Prema podacima »Indeksa« br. 7/1956, broj osoblja zaposlenog u građevinarstvu bio je u 1952. god. 132 360, u 1953. god. 233 000, u 1954. god. 266 000, a u 1955. god. 276 000. Detaljni podaci za 1956. god. su ovi:

	Broj lica	% od ukupnog	Povećanje u % prema 1939 g.
Ukupno	281 600	100	+258
Građ. inženjeri i arhitekti	6 516	2,3	+216
Tehničari	7 600	2,7	+304
Visokokvalificirani radnici	12 245	4,4	+175
Kvalificirani radnici	45 022	16,0	
Priučeni radnici	31 654	11,2	+260
Nekvalificirani radnici	149 500	53,0	
Učenici u privredi	5 518	2,0	+368
Službenici	25 011	8,9	—

Od broja inženjera i tehničara, koji je gore naveden, bilo je približno uposleno:

	Broj poduzeća i ustan.	Inženjera	%	Tehničara	%
u građevinskoj operativi	147	1 034	16,0	4 146	54,5
u projektantskim organizacijama	138	3 100	47,5	2 300	30,0
u institutima i laboratorijima	19	230	3,4	218	3,0
u srednjim tehničkim školama	16	204	3,1	74	1,0
na tehničkim fakultetima	5	716	11,0	70	0,9
na raznim administrativnim dužnostima		1 232	19,0	792	10,6
svega		6 510	100,0	7 600	100,0

Upadljiva je činjenica, da svega 16% inženjera radi u operativi, a da je oko 50% uposleno u projektantskoj službi. Podaci pokazuju i nepravilan odnos između broja inženjera i tehničara, naročito u projektantskoj službi, gdje na dva tehničara dolaze tri inženjera, a trebalo bi biti bar obrnuto.

O kvalitetu inženjersko-tehničkog kadra nema dovoljno podataka, ali se on donekle može procijeniti prema broju ovlaštenih projektanata kod projektnih organizacija, koje su učlanjene u Saveznoj građevinskoj komori.

	Inženjeri ovlašteni	Inženjeri neovlašteni	Tehničari ovlašteni	Tehničari neovlašteni
	%	%	%	%
Srbija	46,5	53,5	28,5	71,5
Hrvatska	58,5	41,5	36,5	63,5
Slovenija	47,0	53,0	37,0	63,0
Bosna i Hercegovina	34,5	65,5	26,5	73,5
Makedonija	43,0	57,0	26,5	73,5
Crna Gora	44,5	55,5	23,0	77,0

Opći prosjek ovlaštenih inženjera je 48%, a ovlaštenih tehničara 31%. Dakle, svaki drugi inženjer i svaki treći tehničar ima ovlaštenje. Može se dosta sigurno reći, da je u operativi stanje još nepovoljnije, naročito kod tehničara.

Anketom, koju je u godini 1955. organizirala Građevinska komora i kojom je obuhvaćeno 264 poduzeća, dobiveni su podaci, koliko uposlenih radnika dolazi na jednog inženjera ili tehničara, uposlenog u operativi, i kolik dio vrijednosti bruto produkta, ostvarenog u građevinarstvu, otpada na jednog inženjera ili tehničara.

	Na 1 inženjera radnika	Na 1 inženjera bruto proizvod u milion.	Na 1 tehničara radnika	Na 1 tehničara bruto proizvod u milion.
NR Srbija	277	146	89	47
NR Hrvatska	276	138	75	38
NR Slovenija	495	286	108	62
NR Bosna i Hercegovina	494	231	90	42
NR Makedonija	630	204	98	32
NR Crna Gora	650	167	80	21

Uzevši prosjek za cijelu FNRJ za izvršenje posla od jedne milijarde dinara treba 1 000 do 1 100 osoba raznih kategorija, od čega otpada:

na 1 inženjera	172 000 000
na 1 tehničara	43 000 000
na 1 kvalificiranog radnika . .	3 120 000
na 1 uposlenog radnika	935 000

Prosječna proizvodnost po jednom radniku u pojedinim republikama kretala se u 1955. godini ovako:

	U milionima dinara	Indeks
NR Srbija	0,930	88
NR Hrvatska	0,940	89
NR Slovenija	1,060	100
NR Bosna i Hercegovina	0,850	85
NR Makedonija	0,710	67
NR Crna Gora	0,662	62

Potkomisija je pokušala odrediti broj kadrova, koji će biti potreban narednih godina za izvršenje perspektivnog plana građevinarstva. U tu svrhu poslužila se raznim podacima.

Prema jednoj anketi Saveznog zavoda za statistiku od mjeseca juna 1954. god. prosječna struktura radnih mjesta u građevinskoj operativi bila je ova:

Stepen stručne spreme	Struktura po tarifnom pravilniku	Struktura po radnim mjestima	Nedostaje (—) ili ima više (+)
	%	%	%
Visokokvalificirani	4,0	3,1	—25
Kvalificirani	25,2	19,8	—22
Polukvalificirani	28,2	21,7	—23
Nekvalificirani	42,6	55,4	+30

Kod većih i bolje mehaniziranih poduzeća struktura radnih mjesta kretala se u ovim granicama:

Visokokvalificirani	5 do 10%
Kvalificirani	25 do 30%
Polukvalificirani	30 do 25%
Nekvalificirani	40 do 35%
	100% 100%

Na temelju gornjih podataka, a uzevši u obzir, da će se u dalnjem razvitku našeg građevinarstva morati znatno povećati mehanizacija, popraviti kvalitet, poboljšati nadzorna služba izvođača i investitora i poboljšati prikupljanje dokumentacije o građenju i analizi rentabiliteta, potkomisija je za izračunavanje potrebnih kadrova u perspektivnom planu uzela gornju granicu bolje mehaniziranih poduzeća u odnosima pojedinih kategorija zaposlenog osoblja (10 : 30 : 25 : 35) i dobila ovu strukturu:

Inženjeri	1,50%
Tehničari	3,50%
Službenici	5,70%
Poslovođe	1,50%
Svega tehničko i administrativno osoblje	12,20%
Visokokvalificirani radnici	6,80%
Kvalificirani radnici	23,00%
Polukvalificirani radnici	23,00%
Nekvalificirani radnici	35,00%
Svega	100,00%

Prema prikazanoj strukturi osoblja za ostvarenje jedne milijarde građevinskih radova treba 45 inženjera, 70 tehničara, 425 stručnih radnika i 660 priučenih i nekvalificiranih radnika, t. j. ukupno 1200 osoba. Do približno istih rezultata došla je u 1956. godini Komisija za izučavanje rada i radnih uslova u građevinarstvu, idući u svom radu drugim putem.

Ako se pretpostavi, da će se obim investicija u narednim godinama kretati u visini od oko 200 milijardi dinara, valjalo bi, prema navedenoj strukturi građevinskog osoblja, osigurati:

inženjera	9 000
tehničara	14 000
visokokvalificiranih službenika . . .	400
poslovođa	3 000
visokokvalificiranih radnika	15 000
kvalificiranih službenika	6 900
kvalificiranih radnika	58 400
polukvalificiranih radnika	46 000
nekvalificiranih radnika	77 000

Ako ove brojke uporedimo sa sadašnjim stanjem osoblja, navedenim u tabeli na str. 184, vidimo da nedostaje: 2500 inženjera (40%), 6400 tehničara (84%), 5800 poslovođa i visokokvalificiranih radnika (47,5%), 20 300 kvalificiranih službenika i radnika (45%), 14 400 polukvalificiranih radnika (46%), a kod nekvalificiranih radnika postoji višak od 72 500 (48,50%).

Navedeni podaci potvrđuju već često izneseno mišljenje, da nam za izvršenje obima građevinske proizvodnje u narednim godinama treba mnogo novih stručnih kadrova.

Priliv novih kadrova iz svih škola nije dovoljan ni po broju, ni po kvaliteti, da zadovolji perspektivne potrebe. Situaciju još više pogoršava starosna struktura postojećeg kadra. Od inženjera u operativi 18,5% stariji su od 55 godina. U ostalim službama taj je procenat još veći. Nedostaju inženjeri u srednjim godinama. Kod tehničara je 67% vrlo mladih, a nedostaju iskusniji. Kod kvalificiranih radnika nema dovoljno podmlatka: 32% od njih su stari od 45—60 godina. Kod polukvalificiranih i nekvalificiranih radnika ima 43,5% mladih od 18—30 godina. Nedostaju radnici u srednjim godinama, što ukazuje na veliku fluktuaciju radne snage u građevinarstvu i s time u vezi nedostatak iskusnog jezgra u građevinskim kolektivima. Zreliji radnici prelaze u industriju, gdje nalaze bolje uslove.

Takav stav prema građevinarstvu očituje se i u broju učenika u školama učenika u privredi, u kojima je prosjek upisanih učenika 5 485, a od toga jedva 30% završava školu. Još se gori podaci dobivaju, ako se razmotri stanje u nekim ključnim građevinskim zanatima. Tako je 1956. godine bilo u cijeloj FNRJ upisano svega 377 učenika tesara, 11 minera, 3 betonirca, 7 armirača, 3 asfaltera, 3 gipsara, 11 štukatera i t. d.

Faktični priliv kadrova, uzevši u obzir povećano otpadanje zbog sadašnje nepovoljne starosne strukture, iznosi godišnje kod inženjera 390 ili 6%, kod tehničara 610 ili 8%, kod visokokvalificiranih radnika 730 ili 6%, kod kvalificiranih radnika 2700 ili 6%. Uz pretpostavku, da se obim građevinskih radova narednih godina kreće na nivou od 200 milijardi dinara, i uz sadašnji priliv kadrova, dostigao bi se potreban broj inženjera za 7 godina, tehničara za 11 godina, visokokvalificiranih radnika za 8 godina i kvalificiranih radnika za 5 godina.

Takova akutna nestašica građevinskih kadrova može se riješiti modernizacijom i industrijalizacijom građevinarstva, reorganizacijom škola i tarifnom politikom, koja će građevinske kadrove stimulirati i dovesti ih u bar ravnopravan položaj s kadrovima u industriji.

Način rada u našem građevinarstvu je zastarjeo. Mi još nismo uspjeli da se moderniziramo i da uvedemo industrijske metode građenja, tako da u osnovi još uvijek gradimo na isti način kako se gradilo stoljećima, t. j. s upotrebom velikog broja radne snage. Moderno je građevinarstvo prešlo na sistem industrijskih lakih konstrukcija, prefabriciranih elemenata, tankih i lakih ploča, na upotrebu obloge od plastičnih materijala, i na taj način potpuno promijenilo strukturu radnih mjesta. Način rada je drugačiji, jer se glavnine poslova ne vrše na samom gradilištu, nego izvan njega, a na gradilištu se građevinski elemnti samo montiraju. Time se smanjuje broj kvalificiranih radnika i broj potrebnih građevinskih struka. Takova preorijentacija našeg građevinstva bit će od naročitog značenja u vezi s pojačanjem stambene izgradnje.

Osim toga treba primijeniti modularni sistem kod montažnog građenja i uvesti standardizaciju konstruktivnih elemenata i građevinske stolarije.

Preorijentacija građevinarstva u navedenim pravcima, uz najtješnju kooperaciju s industrijom, omogućit će brz, kvalitetniji i jeftiniji rad, i znatno ublažiti nedostatak stručnog osoblja.

Školovanje građevinskog kadra danas se vrši u velikom broju škola. To su: tehnički fakulteti, srednje tehničke škole, škole za visokokvalificirane radnike (majstorske škole), škole za poslovođe, škole za učenike u privredi industrijskog tipa, škole za učenike u privredi zanatskog tipa i periodične škole zanatskog tipa. Posljednje četiri škole osposobljavaju kvalificirane radnike. Osim toga održavaju se razni kursevi i seminari iz pojedinih područja građevinarstva.

Sadašnji sistem školovanja ima niz nedostataka. Programi i prijem učenika u škole nisu unificirani. Nastava je uglavnom teoretska i bez dovoljno veze s praksom. Malo je zastupana zorna i eksperimentalna nastava. Nema dovoljno kvalitetnog nastavnog osoblja, školskog prostora, eksperimentalnih učila i školskog pribora za polaznike. Na fakultetima postoji tendencija da se prošire nastavni programi i uvedu novi predmeti iz okvira iste katedre. U školama za kvalificirane radnike nema koordinacije između izučavanja teoretskih predmeta i izučavanja zanata. Učenici u privredi u izučavanju zanata prepušteni su uglavnom sami sebi.

Svi ti nedostaci uvjetuju slab kvalitet naših građevinskih kadrova i nameću potrebu da se kompletno prouči sistem školovanja našeg građevinskog kadra i nađu forme, koje će najbolje odgovarati našim prilikama.

Niska prosječna plaća radnika u građevinarstvu također prouzročuje nedostatak građevinskih kadrova. Ako usporedimo prosječne plaće pojedinih privrednih grana u 1955. godini, dobivamo ovu razliku:

	Indeks
industrija i rudarstvo	100
građevinarstvo	85,7
industrija uglja	112,5
crna metalurgija	117,6
obojena metalurgija	111,7
metalna industrija	107,8
drvna industrija	90,9

Prosječna plaća u građevinarstvu bila je najniža od svih navedenih privrednih grana i iznosila je u 1955 godini Din 8 160 mjesečno, odnosno

za visokokvalificirane radnike	13 330.— Din
za kvalificirane radnike	10 200.— Din
za polukvalificirane radnike	7 840.— Din
za nekvalificirane radnike	5 790.— Din

Rasponi plaća između pojedinih kvalifikacija nisu dovoljno veliki, pa nema lične zainteresiranosti na stručnom usavršavanju i sticanju kvalifikacija.

Osim niskih plaća pogoršavaju životni standard građevinskih radnika i specifični uslovi u građevinarstvu, kao na pr. nesigurno i nestalno zaposlenje, odvojenost od kuće i porodice, mijenjanje radnog mjesta, provizorni i primitivni uslovi života, zavisnost zarade od vremenskih prilika, opasnost po zdravlje, sezonski karakter rada i t. d. Zato radnici bježe iz građevinske struke u industriju.

Inženjeri i tehničari nerado idu na teren stoga, što je posao na gradilištima vrlo zamoran, traje 10 i više sati, bez odgovarajućih kompenzacija. Radeći 7 sati u projektnim ustanovama, institutima, administraciji i t. d. imaju mogućnosti da u sadašnjim konjunkturnim prilikama rade »na dva stola«, t. j. da honorarnim poslovima povećaju svoje prihode. »Rad na dva stola« u velikoj je mjeri razvijen i kod kvalificiranih građevinskih radnika. To otežava dobivanje tih kadrova za rad na terenu i smanjuje produktivnost rada na poslovima u matičnom poduzeću.

Nova tarifna politika treba da vodi računa o svim sadašnjim nedostacima u pogledu plaćanja kadra u građevinarstvu. Jedna od glavnih mjera bila bi uvođenje takvog platnog i premijskog sistema u građevinarstvu, koji bi uspostavio odgovarajuće odnose između plaća građevinskih radnika i plaća u ostalim privrednim granama, uzevši u obzir uslove života i rada u građevinskoj djelatnosti.

U našem poslijeratnom razvitku, koji je obilježen snažnim podizanjem ključnih objekata, razvoj građevinarstva nije bio u odgovarajućoj mjeri usklađen s razvojem industrije. Iz dana u dan postaje sve jasnije, da takova situacija štetno djeluje na čitavu privredu i podizanje standarda, u kojima će građevinarstvo i dalje imati krupnih zadataka.

Međutim, u svom dosadašnjem razvoju građevinarstvo je imalo i svojih slabosti, koje se svode na skupo, sporo i nedovoljno kvalitetno građenje. Te slabosti imaju, djelomično, opravdanje u objektivnim uslovima, ali za otklanjanje većeg broja subjektivnih slabosti treba na prvom mjestu imati kvalitetne, brojne i za građevinarstvo zainteresirane kadrove. Taj je problem, međutim, vrlo složen i obuhvaća mnoga još neriješena pitanja, kako je to prikazano u izvještaju potkomisije za sistem školstva i ostrukovljenje kadrova.

O ZIDOVIMA OD OPEKE

(Osvrt na propise)

Ing. **Stanko Bakrač**, Zagreb

Neosporna je činjenica, da se najveći dio stambenih zgrada i znatan dio zgrada za druge svrhe u našoj zemlji izvodi u ziđu od opeke. Prema službenim podacima troši se u našoj zemlji godišnje oko jedne milijarde komada opeka, a potreba se procjenjuje na 1,6 milijardi komada. Kad je tome tako, treba zacijelo da se izbliže pozabavimo pitanjem zidova od opeke, odnosno propisima za projektiranje i izvođenje takvih zidova. Ako nam pritom uspije da nađemo mogućnosti, da uštedimo ma i 10% te goleme cifre od 1,6 milijarde, učinili smo mnogo s obzirom na financijsku stranu, ali još više s obzirom na nedovoljne kapacitete tvornica opeke i nedovoljne kapacitete građevnih poduzeća, a da ne govorimo o transoprtu. (Tu je na pr. dovoljno podsjetiti, da jedna opeka teži cca 3,5 kg, a 10% od 1,6 milijarde da teži 560.000 tona ili 56.000 vagona).

Držim, da je u današnjoj situaciji — kad znamo da nemamo dovoljno materijala za građenje ni dovoljno kapaciteta u građevnoj industriji i u građevnoj operativi, da ostvarimo sve ono što nam nužno treba (stanovi!) — zaista opravdano da revidiramo svoje propise za svaku vrstu građevnoga materijala i za sve konstrukcije, a u prvome redu Propise za zidove od opeke.

Držim naime, da upravo u Propisima za zidove od opeke ima najviše nedostataka, i to upravo takvih nedostataka, kojih bi uklanjanje dovelo do manje potrošnje opeke.

Istini za volju moram odmah istaknuti, da se u praksi ne držimo ni onoga, što je veoma dobro u Propisima, i da je upravo takva naša praksa dovela do toga, da se na pr. na zidove od opeke gleda uglavnom kao na prilično neprikladan i nepouzdan materijal za nosive konstrukcije, a koji

put kao na materijal podesan za svaku konstrukciju. Takvo gledanje odrazuje se onda u velikom broju slučajeva na preglomaznim dimenzijama zidova — ondje gdje to, objektivno uzevši, nije bilo potrebno — a koji put i na posve nepropisnim »nosivim« zidovima, i ondje gdje je, sasvim objektivno uzevši, bilo potrebno primijeniti bolji materijal nego što je ziđe od opeke.

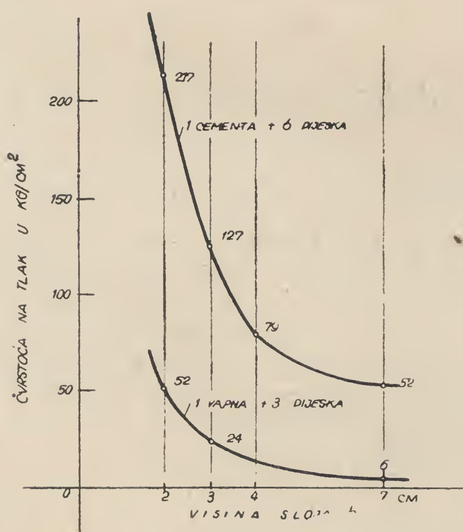
Takve pojave susrećemo upravo zbog nepotpunih i nedovoljno preciziranih propisa, koji jednom osiguravaju pretjeranu rezervu u koeficijentu sigurnosti, a drugiput dovode do toga, da je taj koeficijent znatno manji od propisanog, odnosno dogovorenog koeficijenta sigurnosti.

U ovom ću se članku osvrnuti na naše Privremene tehničke propise za zidove od opeke; iznijet ću (po mojemu mišljenju) i slabe i dobre strane tih propisa, te ću upozoriti na onaj dio propisa, kojega se u praksi ne držimo, što je dakako, na uštrb kvalitete, sigurnosti i ekonomičnosti građenja opekom.

Ono što bismo mogli nazvati slabom stranom u našim propisima, ono čemu bismo mogli i morali prigovoriti, bilo bi uglavnom sabrano u ovih sedam točaka:

1. Nerazmjer između propisanih čvrstoća za opeku i čvrstoća za malter kod pojedinih vrsta ziđa.

Jednom se propisuje opeka dobre kvalitete uz relativno slab malter (na pr. opeka M_{150} s vapnenim malterom), a drugi put malter visoke kvalitete, kojega čvrstoća u znatnoj mjeri nadilazi traženu čvrstoću opeke (ziđe s cementnim malterom).



Slika 1

Pritom ne mislim, naravno, na brojke iz propisa, koje ne mogu poslužiti za izravno uspoređivanje čvrstoće; mislim na stvarne čvrstoće maltera u sloju debelom, recimo, najviše 2 cm, koje su znatno veće od čvrstoća navedenih u propisima, a koje se odnose na čvrstoću kocke sa stranicom od cca 7 cm. Za bolje razumijevanje neka posluži sl. 1., gdje grafovi prikazuju ovisnost čvrstoće maltera o debljini slojeva (ispitivanja prof. Otta Graffa, Stuttgart).

Iz tih grafova proizlazi, da na pr. tlačna čvrstoća vapnenog maltera u sloju debelom 7 cm iznosi 6 kg/cm², a u sloju debelom 2 cm — čak 52 kg/cm², što bi otprilike značilo, da propisanoj minimalnoj čvrstoći vapnenog maltera od 10 kg/ /cm² za pokusnu kocku sa stranicom od 7 cm odgovara čvrstoća od 87 kg/cm² za sloj od 2 cm (2 cm, pa i više, iznosi, nažalost, debljina slojnica kod naših zidova).

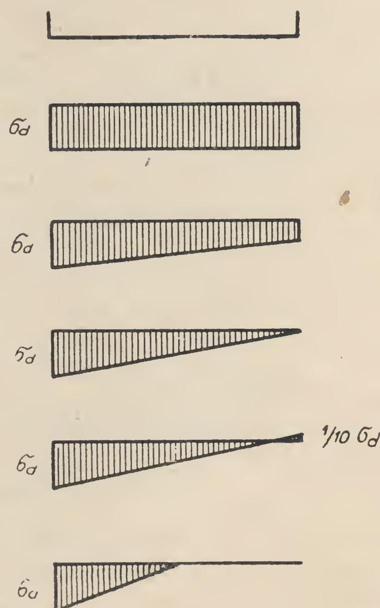
Nerazmjer između propisanih čvrstoća opeke i maltera očit je, te iznosi 150/87 za opeku M_{150} u vapnenom malteru.

Taj je nerazmjer uistinu i veći, uzmemo li u obzir činjenicu, da su naši vapneni malteri veoma slabi i da obično nemaju gore navedene čvrstoće od 10 kg/cm² za kocku od 50 cm², odnosno 87 kg/ cm² za sloj od 2 cm (muljevit pijesak, malo vapna, loša priprema).

Nerazmjer nastaje kojiput i zbog znatno veće čvrstoće maltera prema čvrstoći opeke, na pr. kod ziđa od opeke M_{110} u produženom malteru ili kod opeke M_{150} u cementnom malteru.

2. Zanemarivanje razlike između tzv. osovinskih i tzv. rubnih naprezanja, što nije na pr. slučaj kod betona i armiranog betona.

Kad bi statičko ispitivanje zidova bilo provedeno bar po donekle istom kriteriju, ne bi to toliko dolazilo do izražaja. Kako je međutim upravo kod zidova od opeke postalo nekim pravilom, da se oni smiju i približno računati, pri čemu se (u



Slika 2

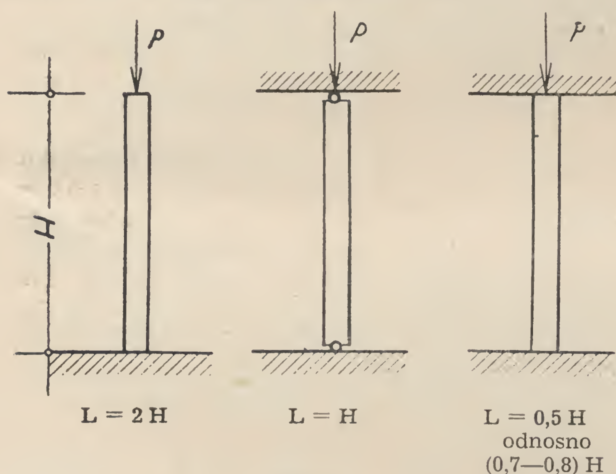
većini slučajeva neopravdano) pretpostavlja samo centrički pritisak u ziđu, pogođen je zapravo onaj tko točno računa i tko uzima u obzir ekscentrična opterećenja, okvirno djelovanje i t. d. Dopuštena su naime naprezanja ista z a s v e s l u č a j e v e n a p r e z a n j a, a to, nažalost, znači i za približan i za točan račun (sl. 2).

3. N e d o v o l j n o p r e c i z i r a n a v i t k o s t s t u p a i s t i j e n e.

Kako bi se uzela u obzir opasnost od izvijanja zidanih stupova, predviđena je u Propisima redukcija dopuštenih naprezanja prema omjeru visine i manje stranice stupa (do $\frac{h}{d} = 12$).

Pritom nema ni riječi o načinu, na koji su ti stupovi pridržani, to jest, ne pravi se razlika između stupova, za koje jedva smijemo pretpostavljati da su zglobno pridržani (na pr. laki drveni grednik) i stupova, koji su čak ukliješteni.

Omjer visine prema manjoj stranici može biti naoko isti, ali je stvarna razlika (dužina izvijanja) velika, što se najbolje razabire iz sl. 3.



Slika 3

4. P r e s t r o g o o g r a n i č e n j e u p o g l e d u v i t k o s t i, o s o b i t o u u s p o r e d b i s n e a r m i r a n i m b e t o n o m.

Maksimalna vitkost kod ziđa od opeke $\lambda \doteq 41$ (za $\frac{h}{d} = 12$). Maksimalna vitkost kod betona nije izravno zadana, već je zadano dopušteno naprezanje, pri čemu se uzima u obzir opasnost izvijanja:

$$\sigma_k = \sigma_s + 10 - 0{,}30\,\lambda$$

Za beton M_{110} uz $\lambda = 41$ (odnosno uz $\frac{h}{d} = 12$) dopušteno naprezanje iznosi:

$$\sigma_k = 18 + 10 - 13 = 15 \text{ kg/cm}^2,$$

a za opeku M_{200} s cementnim malterom $\sigma_k = 8$ kg/cm², što zacijelo nije logično, budući da su obje vrste materijala, od kojih je sastavljeno ziđe od opeke, kvalitetom bolje od betona M_{110}.

Kad bismo kod ziđa od opeke M_{200} u cementnom malteru primijenili Propis za beton, dobili bismo za $\lambda = 41$, odnosno $\frac{h}{d} = 12$ ovo dopušteno naprezanje:

$\sigma_k = 22 + 10 - 13 = 19$ kg/cm² (prema 8 kg/cm² po Propisima za ziđe od opeke).

O istom pitanju mogli bismo rezonirati i ovako:

Za beton M_{110} dobivamo maksimalni dopušteni λ za $\sigma_k = 0$ to jest $\sigma_k = 18 + 10 - 0{,}3\,\lambda = 0$;

$$\lambda = \frac{28}{0{,}3} = 93,$$

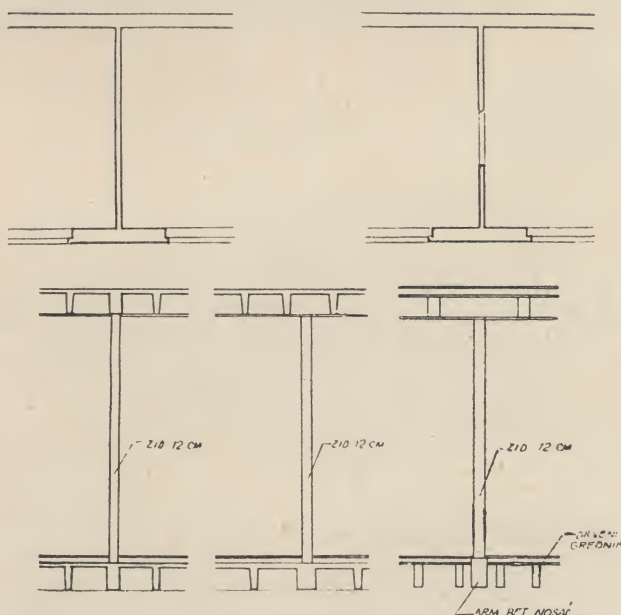
što odgovara omjeru $\frac{h}{d} = 27$, a mi kod ziđa od opeke imamo $\frac{h}{d} = 12$, ili pak ovako:

Za stup od opeke M_{200} u cementnom malteru za koji je $\frac{h}{d} = 12$, iznosi dopušteno naprezanje 8 kg/cm².

Za beton M_{110} uz $\sigma_k = 8$ kg/cm² dobivamo $8 = 18 + 10 - 0{,}3\,\lambda$, $\lambda = \frac{20}{0{,}3} \cong 67$, čemu odgovara $\frac{h}{d} = 19{,}5$, pa je naravno opravdano pitanje, čemu tako oštra ograničenja kod opeke u usporedbi s nearmiranim betonom.

5. N e d o v o l j n o p r e c i z a n p o j a m o »d o v o l j n o m u k r u ć e n j u z i d o v a«.

U Propisima na pr. stoji, da zidovi moraju biti dovoljno ukrućeni poprečnim zidovima debelim bar 12 cm, stupovima, ili na drugi način.



Slika 4

Zid od 12 cm može međutim biti dulji i kraći, viši i niži, s otvorima i bez njih; on može biti ukliješten između masivnih stropnih konstrukcija, a može biti i slobodno položen na svoj nosač unutar drvenoga grednika, pa čak i slobodan u gornjem dijelu (sl. 4).

O stupovima za ukrućenje nije ništa potanje rečeno, a isto tako ništa nije precizirano o ukrućenju na drugi način.

6. Jednako tretiranje zidova bez obzira na vrst stropne konstrukcije.

Naši su propisi isti i za zidove povezane armirano-betonskim stropom i za zidove s najlakšim drvenim grednikom. Presjek kroz zgradu i detalji spoja stropa i zida za jedan i drugi slučaj govore sami za sebe (sl. 5).

Slika 5

7. Pomanjkanje bilo kakvih smjernica za ziđe od opeke u šupljem vezu.

Mislim kod toga na ziđe sastavljeno od opeke položene sjekomice (šuplje ziđe od normalno položene opeke nije po mom mišljenju u pitanju).

Slika 6

Jedni na pr. drže, da takvo ziđe nije konstruktivno, već da je to samo ziđe, koje ispunjuje i izolira, no moje je mišljenje da je to ziđe konstruktivno do one mjere, do koje ga mi učinimo konstruktivnim — smatrajući ga sastavljenim stupom, odnosno sastavljenom stijenom i povezujući ga na određenom razmaku (sl. 6). Te razmake između vezača (na sl. 6a i 6b) trebalo bi propisati na osnovu pokusa, jer je riječ o stijenama, koje su povezane u pojedinim točkama, pa to ne možemo rješavati po nekim teoretskim postavkama.

Ovom prilikom moram kod naše opeke istaći nepovoljan omjer između visine s jedne strane, a širine i duljine s druge strane, što onemogućuje jednostavno i konstruktivno povezivanje šupljeg (sjekomična opeka) i punog ziđa (sl. 7). Koliko bi

Slika 7

se popravilo stanje u pogledu izvedbe i u pogledu konstruktivnosti, kad bi naša opeka imala visinu od na pr. 5,25 cm, ne treba posebno isticati.

U propisima ima, kako vidimo, dosta nedostataka (ili možda nejasnoća), koje bi trebalo što prije ukloniti, kako bi se osiguralo jednako i nedvoumno tumačenje propisa za sve slučajeve. To bi zacijelo zajamčilo veću sigurnost u radu sa ziđem od opeke i omogućilo priličnu uštednju.

Uz ove nedostatke u Propisima treba istaknuti i dobre strane Propisa, koje možda našom krivnjom ne dolaze do izražaja. Te su dobre strane, na pr.:

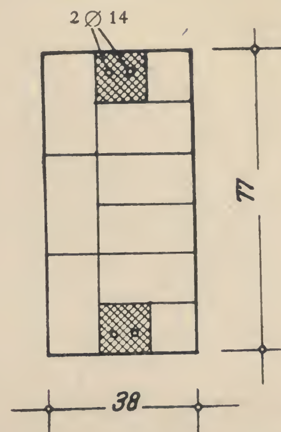
1. Mogućnost, da se neovisno o naponima dopuštenim u Propisima računa i s većim naponima, ukoliko se znanstvenim, eksperimentalnim putem dokaže veća nosivost zida, odnosno stupa od opeke. Dopušteni naponi utvrđeni na ovaj način ne smiju prijeći $^{1}/_{5}$ utvrđene prosječne tlačne čvrstoće, odnosno $^{1}/_{4}$ utvrđene minimalne, pojedinačne, čvrstoće opeke.

Šteta je samo, što nije rečeno koja je to osnovna nosivost, od koje se računa »veća nosivost«. Da li je to svaka nosivost, koja se dokaže ispitivanjem? Da li bi se kod dokazane čvrstoće ziđa od na pr. 220 kg/cm² moglo dopustiti naprezanje od 45 kg/cm²? Čini se, da je tako. Pitamo se samo, da li je za »normalno« građenje, gdje je za isto ziđe dopušteno naprezanje od 22 kg/cm², potrebna marka 200, kad je, eto, kod neznatno povećane čvrstoće dopušteno dvostruko naprezanje? Činjenica je, da se taj član propisa gotovo i ne primijenjuje u praksi. Da li se stručnjaci radije zadovoljavaju relativno malim dopuštenim naprezanjem, samo da ne bi morali vršiti ispitivanja, ili da ne moraju voditi brigu o malteru i opeci? Zaista, šteta je, ako je tako!

Ne treba li na pr. požaliti, što Direkcija za opekarske proizvode NRH, gradeći svoju zgradu namjerno samo opekom, uzima dosta heterogen stup od opeke, čelika i betona (sl. 8) samo zato, što je računsko naprezanje doseglo cca 30 kg/cm²? Zar tu ne bi bilo dobro primijeniti član 82. naših Propisa?

2. D o p u š t a n j e v l a č n i h n a p r e z a n j a a n a l o g n o b e t o n u. Ovo je zacijelo veoma korisna izmjena prijeratnih Propisa, koji su ziđe od opeke tretirali kao materijal bez ikakve vlačne sposobnosti. Razumije se, da izvedbom moramo osigurati vlačnu sposobnost, te da na pr. u takvim presjecima ne smijemo izvoditi horizontalne izolacije ljepenkom.

3. D e t a l j n e u p u t e z a s a m o z i d a n j e, s p r a v l j a n j e i u p o t r e b u m a l t e r a, z a h t j e v z a v l a ž e n j e m o p e k e p r i j e u g r a đ i v a n j a, o d r e đ i v a n j e m a k s i m a l n e d e b l j i n e s l o j n i c a i s u d a r n i c a i t. d. Morat ćemo priznati, da uzrok slaboj kvaliteti većine naših zidova od opeke treba zacijelo tražiti u činjenici, da se mi ne držimo tih uputa i da olako prelazimo preko njih.



Slika 8

Treba, dakle, da nadopunimo i izmijenimo naše Propise za zidove od opeke. Provedimo ipak već danas u praksi ono, što ti današnji Propisi opravdano od nas traže, da bi se postigla dobra kvaliteta našeg ziđa od opeke.

ZAMJENA DRVENOG SLIJEPOG PODA I NASIPA DRVOCEMENTNOM PODLOGOM

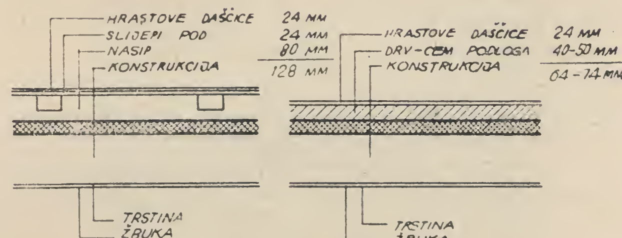
Ing. **Stanko Bakrač**, Zagreb

Općenito

Umjesto uobičajenog izvođenja t. zv. toplih podova s nasipom i drvenim slijepim podom, na koji se zabijaju daščice (t. zv. parketi), predlaže se izvođenje toplih podova s drvocementnom podlogom, t. j. umjesto 8 cm nasipa i 2,4 cm slijepoga poda predlaže se sloj drvocementa, debeo 5 cm, na koji se onda polažu i na koji se zabijaju daščice (parketi).

Prednosti drvocementne podloge

Kod rada s drvocementnom podlogom otpada vrlo težak nasip i danas vrlo skup slijepi pod od drveta. Kod toga rada primjenjuje se vrlo lagan materijal od drvenih otpadaka (piljevina) s nešto cementa i pijeska. Radeći s drvocementnom podlogom postižemo — prema današnjim cijenama materijala — neposrednu uštednju od cca 1000.— Din/m² kod toploga poda i posrednu uštednju od cca 100—300 Din/m² kod stropne konstrukcije (zbog manjeg opterećenja). Osim manje težine ovdje je važna i manja visina kod konstrukcije poda (cca 5 cm po katu).



Tradicionalna izvedba Nova izvedba

Analiza težine kompletne stropne konstrukcije (s podom)

D i j e l o v i k o j i d o l a z e u o b z i r:

nasip	8	×	15 =	120 kg/m²
slijepi pod	2,5	×	6 =	15 kg/m²
				135 kg/m²
drvocementna podloga . .	5	×	1100 =	55 kg/m²

R a z l i k a u t e ž i n i po 1 m² toploga poda iznosi bar 80 kg/m².

Kompletni strop s podlogom i podom:

stari način s nasipom

arm. bet. konstrukcija	180 kg/m²
podgled	25 „
nasip i slijepi pod	135 „
hrastove daščice	20 „
korisno	150 „
	510 kg/m²

novi način s drvocementnom podlogom

arm. bet. konstrukcija	180 kg/m²
podgled	25 „
drvocementna podloga	55 „
hrastove daščice	20 „
korisno	150 „
	430 kg/m²

Prema ukupnom opterećenju od cca 500 kg/m² smanjuje se težina stropne konstrukcije bar za 16%, a to je samo po sebi (bez obzira na neposrednu uštednju) važna okolnost, osobito kod zgrada s većim brojem katova (gdje izvođenje podova s nasipom zapravo ne bi smjelo doći u obzir).

Analiza cijene za dijelove koji dolaze u obzir

nasip 8 cm	160 Din/m²
slijepi pod	1440 „
	1600 Din/m²
drvocementna podloga debela 5 cm	600 Din/m²

Neposredna razlika u cijeni toploga poda kod tih dviju izvedbi iznosi danas, kako vidimo, oko 1000 Din/m²; s obzirom na manje opterećenje stropne konstrukcije i manju visinu kata razlika je — kao što sam naveo — i veća.

Jasno je na pr., da ćemo — zbog manje težine kod armature stropova (uz isti betonski prijesjek) — uštedjeti cca 16% od cijene koštanja, te da ćemo neku uštednju osvariti i kod glavne konstrukcije (100—300 Din/m² kod stropne konstrukcije).

Ukupna uštednja kod primjene drvocementne podloge umjesto nasipa i drvenog slijepog poda penje se prema tome i do 1.300 Din/m², pa i više.

Kraj cijene od 20.000—25.000 dinara po m² izgrađene površine iznosi ta uštednja **cca** 3% od ukupne cijene koštanja. (Pretpostavljam cca **60% toplih podova** od ukupne izgrađene površine.)

Ovoj efektivnoj uštednji pridružuje se i uštednja na drvetu, koje je jak izvozni artikl.

Za jednu veliku zgradu u Zagrebu (Beogradska ulica) dajem ove brojčane podatke:

površina toplih podova cca	5 000 m²
uštednja na podu	5 000 × 1000 = 5 000 000 Din
uštednja na glavnoj konstrukciji	10 000 × 200 = 2 000 000 „
Ukupno	7 000 000 Din

Uštednja na drvu **150 m³**.

Opis drvocementne podloge

I. Sastav i priprema

Drvocementna podloga je smjesa od cca 4 prostorna dijela neutralizirane piljevine, 1 prostornog dijela cementa i 1 prostornog dijela pijeska.

1. Piljevina je pilanska (gater), od crnogoričnoga drveta. (S drugom piljevinom nisam vršio pokuse.) Pokusi su pokazali, da treba odbaciti zrna manja od 1—1,5 mm i zrna veća od 5—6 mm, iako ovo potonje nije odlučno za čvrstoću drvocementne podloge. Veća zrna mogu se naime dopustiti, ali se onda dobiva manje jednoličan sastav. Najbolje je dakle zrno piljevine od 1—6 mm.

Neutralizacija piljevine provođena je vapnenim mlijekom. (Ona se provodi sve dotle, dok se piljevina ne gruda u ruci), ali se može provesti i drugim sredstvima. Kod pokusa se pokazalo, da neutralizaciju piljevine vapnenim mlijekom treba provesti nekoliko dana prije ugrađivanja. (Kod piljevine, ugrađene neposredno nakon neutralizacije, dobivena je naime vrlo mala čvrstoća probnih tijela.)

2. Pijesak normalan, oštrozrnat, po mogućnosti krupniji.

3. Cement normalan.

4. Voda po propisima za spravljanje betona, pri čemu treba voditi računa o vlažnosti materijala, koji se ugrađuje (osobito piljevine), te o načinu ugrađivanja (kod ugrađivanja strojem daje se vrlo malo vode).

II. Prostorna težina

Kao prosječnu vrijednost treba uzeti 1100 kg/m³, iako je prostorna težina u prvo vrijeme nakon ugrađivanja nešto veća, a pošto se materijal osuši, manja od 1100 kg/m³.

(Kod spravljanja strojem dobivene su težine i do 1200 kg/m³, a kod ručnog spravljanja težine do 1050 kg/m³, ali svakako ne treba računati s prostornom težinom manjom od 1000 kg/m³.)

III. Čvrstoća

Čvrstoća probnih prizmi 12/12/36 cm iznosila je, prema atestu Zavoda za ispitivanja gradiva pri AGG fakultetu u Zagrebu, 15,0 kg/cm² na savijanje, a 27,6 kg/cm² na tlak. Čvrstoća ploče debele 4 cm, ispitane s obzirom na savijanje, iznosila je 15 kg/cm².

Ispitivanja drvocementnih tijela, izrađenih s neprosijanom piljevinom (u kojoj je bilo i do 30% finih čestica do 1 mm) i spravljenih neposredno nakon neutralizacije piljevine, dala su znatno slabije rezultate.

Razlog manjoj čvrstoći treba tražiti vjerojatno u činjenici, da je upotrebljena neprosijana piljevina, k tome neposredno nakon neutralizacije.

Dobru drvocementnu podlogu nemoguće je dakle izraditi s kakvom god piljevinom, kao ni s piljevinom neutraliziranom neposredno prije spravljanja.

IV. Prijenos topline

Prema atestu Instituta za elektro-privredu Hrvatske, koeficijent toplinske vodljivosti utvrđen je s 0,185 do 0,219 K cal/m °C h.

U atestu Instituta navedeno je, da sloj drvocemetnoga materijala od 4 cm odgovara sloju od 56 mm pijeska (nasipa). Sloj od 5 cm drvocementa, kako se predlaže za izvođenje, odgovarao bi dakle sloju od 7 cm pijeska, što bi, naravno, bilo potpuno u redu.

Kako međutim literatura navodi za pijesak koeficijent toplinske vodljivosti s 0,50—0,53, bio bi, po mojemu mišljenju, opravdan zaključak, da sloj drvocementa, debeo 5 cm, odgovara u pogledu toplinske vodljivosti sloju od [5,00/0,219] × 0,500 = 11,40 cm pijeska, to jest, da prema nasipu od 8 cm pijeska dostaje, u pogledu toplinske izolacije, sloj drvocementa od [10/0,53] × 0,21 = 4 cm.

Napominjem k tome, da su uzorci za ispitivanje toplinske vodljivosti bili izrađeni prešom, pa im je sastav bio veoma gust. Kod prijenosa topline postignuti su stoga rezultati slabiji od onih, koji bi se inače postigli s materijalom ugrađenim na gradnji.

V. Prijenos zvuka

Iz atesta Zavoda za raziskavo materijala in konstrukcij LRS proizlazi, da sloj od 1 cm drvocementa odgovara, u pogledu prijenosa zvuka, sloju od 1,6—2,2 cm šljunka (nasipa). Predložena izvedba drvocementne podloge, debele 5 cm (pa i 4 cm), potpuno nadomješta prema tome uobičajeni nasip debeo 8—10 cm.

Zaključak

Na osnovu svega što je dosad navedeno možemo zaključiti, da sloj drvocementa, debeo 5 cm, može uspješno zamijeniti sloj nasipa od 8—10 cm i sloj slijepog poda povrh nasipa — i u pogledu konstruktivnosti i u pogledu izolacije od topline i zvuka.

Isto tako možemo, na osnovu pokusa izvršenih s uzorcima, zaključiti, da se u drvocementnu podlogu mogu uspješno zabiti čavli za pričvršćivanje daščica, te da nema opasnosti od nepovoljnih deformacija takve podloge pod normalnim opterećenjima u zgradama.

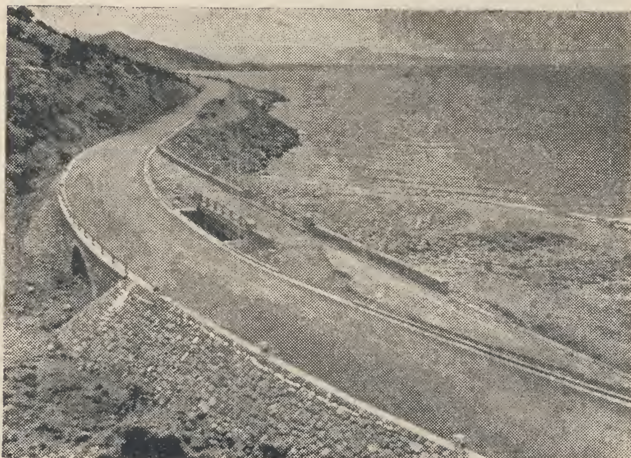
Kako je drvocementna podloga usto — kao što smo vidjeli — i lakša i znatno jeftinija od nasipa s drvenim slijepim podom, zaista je vrijeme, da je počnemo primjenjivati kod građenja **stambenih i** ostalih zgrada.

Vijesti s gradilišta i iz poduzeća

RADOVI NA JADRANSKOJ CESTI

Ing. **Juraj Šiprak,** Zagreb

Glavni radovi na Jadranskoj cesti u 1957. g. izvode se na dijelu između Senja i Karlobaga, te na novoj trasi od Novigradskog kanala prema Zadru.



Sl. 1 — Stari i novi dio ceste između Senja i Karlobaga

Između Senja i Karlobaga prošle je godine završen dio od Senja do Žerovnice te Karlobaga do Jablanca, u ukupnoj dužini od cca 37 km. Stara cesta između Senja i Karlobaga imala je 73 km. Novom trasom se ona skraćuje za cca 10 km. Prema tome za ovu godinu ostaje za izvedbu cca 26 km.

Srednji dio, koji je sada u izvedbi, ujedno je i najteži, jer je ovdje teren ispresijecan dubokim uvalama, koje nova trasa siječe, što iziskuje izgradnju velikih nasipa i usjeka. Izvedba tako velikih zemljoradnja zahtijeva dugo vrijeme i adekvatnu mehanizaciju, s kojom naša poduzeća nažalost još ne raspolažu.

Na dijelu iznad Jablanca, na dužini od cca 4 km, izvodi se nova trasa izvan postojeće ceste. Na ostalim dijelovima se nova trasa isprepliće s postojećom cestom, no zbog loše trase, nivelete i male širine nije se postojeća cesta mogla iskoristiti, tako da je to u stvari novogradnja.

Voda predstavlja velik problem kod izvedbe. Na cijelom potezu od Senja do Karlobaga nema vode, pa se ona mora dovoziti cisternama iz Karlobaga i Žerovnice.

Velik problem kod izvedbe predstavlja i održavanje saobraćaja za vrijeme gradnje, kako internog, a još više vanjskog. Postojeća cesta se djelomično nasipava, a djelomično otkopava, pa će se za javni saobraćaj morati izvoditi provizorni mostovi, veće rampe i t. d.

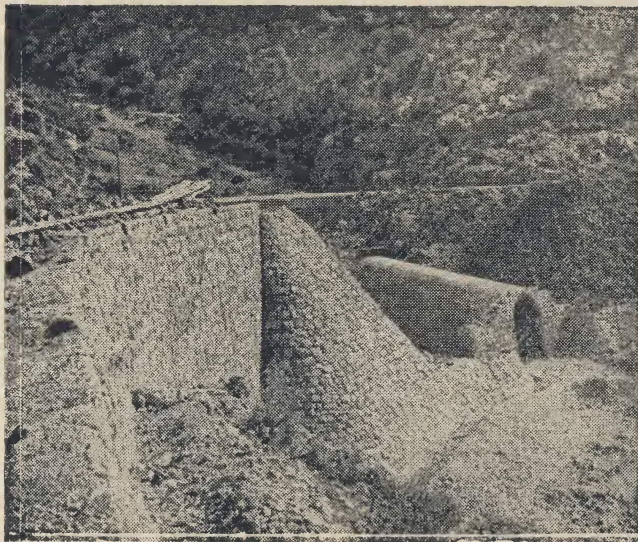
Manji objekti, koji se izvode, uglavnom su zidovi i propusti. U velikim uvalama treba izvesti propuste (zasvedene) otvora 4—5 m. Kako su ti



Sl. 2 — Izvedba usjeka

objekti vrlo dugački, zbog velike visine nasipa, a temeljno tlo je često slabo, to je njihova izvedba otežana, među inim i poradi teške dopreme materijala u dno uvale. Stoga su u tri velike uvale projektirani tuneli za odvod vode kroz bok uvale. Na taj način je znatno olakšan rad i pojeftinjena gradnja.

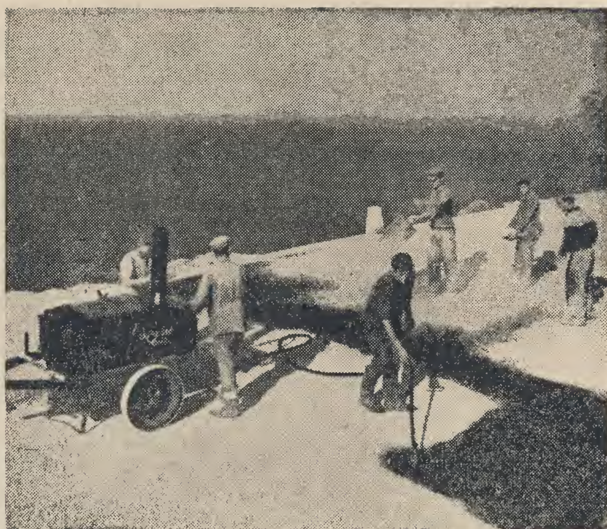
Od većih objekata izvodi se na ovome dijelu



Sl. 3 — Izvedba propusta i zida



Sl. 4 — Gotov dio ceste između Senja i Karlobaga



Sl. 5 — Izvedba polupenetracije



Sl. 6 — Završeni propust

tunel dužine 110 m i jedan vijadukt dužine 140 m i maksimalne visine 34 m. Gradnja tih objekata započela je ove godine i završit će se u 1958. g.

Od strane Senja radove izvodi poduzeće »Asfalt« iz Rijeke, a od strane Karlobaga poduzeće »Viadukt« iz Zagreba. Projekt je izradio Inženjerski projektni zavod u Zagrebu (Ing. Šiprak).

Iz inozemnih časopisa

TORNJEVI ZA UKV, TELEVIZIJU I RADIODIFUZIJU U HOLANDIJI

(Le Génie Civil, Pariz, januar 1957.)

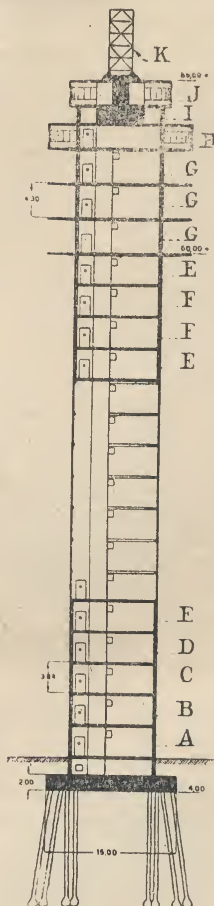
Za potrebe televizije i radiodifuzije i za telekomunikacije ultrakratkim valovima sagradila je direkcija PTT u Nizozemskoj na dva mjesta tornjeve od prednapregnutog betona visine 86 m, na koje su postavljeni čelični rešetkasti stupovi visine 50 m, koji nose antene.

Tornjevi su cilindričnog oblika, a počivaju na temeljnoj ploči od prednapregnutog betona promjera 16 m i debljine 2 m (vidi sliku). Ploča leži na 70 pilota sistema Franki promjera 54 cm. Svaki pilot nosi 70 tona. Za statički račun pretpostavljena je brzina vjetra na visini od 80 m sa 200 km/sat.

Debljina zidova tornja je kroz sve katove ista i iznosi 20 cm. Toranj ima 21 kat. Stropovi od armiranog betona su debljine 30 cm. Oni leže na prstenastim konsolama debljine 15 cm, koje su također od armiranog betona, a čija je armatura zajednička sa armaturom zidova. Stropovi od 16-og do 20-og kata imaju konsolni istak širine 3,35 m.

U tornju je montirano dizalo, čiji je strojni uređaj smješten u najvišem katu (J).

U prizemlju je smještena trafostanica (A), u prvom katu nalaze se niskonaponski uređaji (B), u drugom katu su akumulatorske baterije (C), a u trećem je telefonska centrala (D). U 13-tom i 14-tom katu se nalaze odašiljači radiodifuzije (F). Od 16-tog do 18-tog kata su telekomunikacije (G), a odašiljač za televiziju



je smješten u 19. kat (H). Četvrti, dvanaesti i petnaesti kat (E) služe za skladišta. Ostali katovi se zasada ne koriste.

U centralnom dijelu dvaju najviših katova smještena je betonska građevina, koja nosi čelični stup (K), na kome su instalirane antene.

Prostorije u 19-om katu povećane su za širinu istaka. U 19-om i 21-om katu izvedeno je ostaklenje po čitavom vanjskom opsegu, dok se u ostalim katovima nalaze samo po 4 prozora skromnih dimenzija.

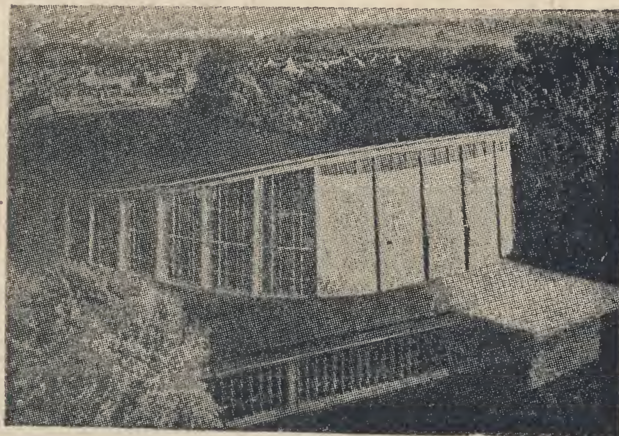
B. P.

LJUSKASTA KROVNA KONSTRUKCIJA OD PRENAPREGNUTOG BETONA U KARLSRUHE

(Le Génie Civil, Pariz, juni 1956.)

Već blizu 100 godina primjenjuje se obični armirani beton s uspjehom za izvedbu kupola i svodova smionih raspona i raznovrsnih oblika. Međutim, vlastita težina takvih krovnih konstrukcija još je uvijek u izvjesnom nesrazmjeru s malim pokretnim opterećenjem (vjetar i snijeg).

U težnji za realizacijom krovova što manje težine u novije vrijeme se izvode tzv. ljuske, t. j. svodovi, čija je debljina u odnosu na polumjer neznatna. S praktički dovoljnom aproksimacijom pretpostavlja se da takvi svodovi nemaju otpornosti protiv savijanja, a naponi da su porazdijeljeni jednolično u svakoj točki na čitavu debljinu svoda, što pojednostavnjuje statički račun.



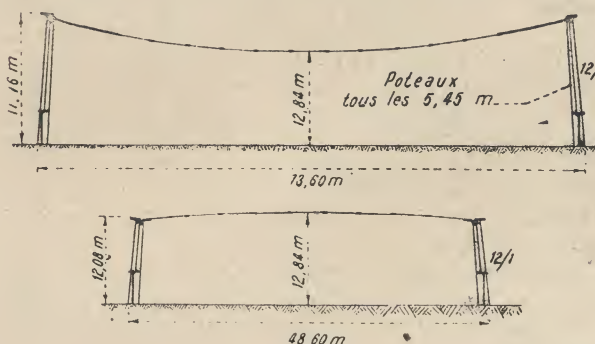
Sl. 1 — Izgled zgrade

Zanimljivo ostvarenje te vrste je krov nad dvoranom za svečanosti u Karlsruhe (Njemačka), površine 3 200 m² be unutrašnjih stupova i zatega (sl. 1).

Dvorana je u tlocrtu približno eliptičnog oblika, s velikom osi 73,6 m dugom i malom 48,6 m dugom. Čista visina dvorane iznosi na najnižem mjestu 12 m (sl. 2 i 3).

Krov počiva na 36 stupova, smještenih na udaljenosti od 5,45 m. On ima oblik sedla, koje je konkavno u uzdužnom smjeru prema gore, a u uoprečnom prema dolje. Strelica iznosi u uzdužnom smjeru 4,50 m ili $^{1}/_{16}$ raspona, a u poprečnom 1,25 m ili $^{1}/_{39}$ raspona.

Kišnica se slijeva u žlijeb izveden u serklažu i odvodi cijevima skrivenim u neke od vanjskih stupova.



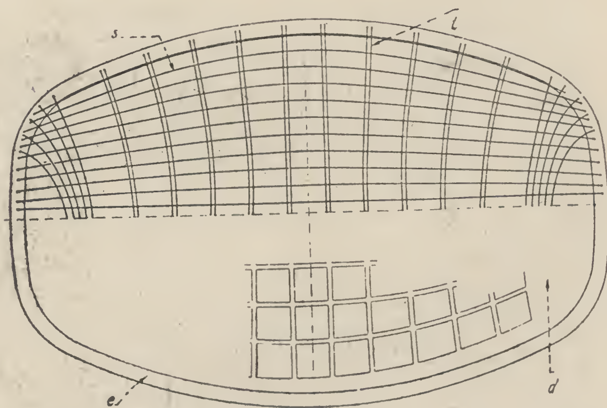
Sl. 2 — Uzdužni i poprečni presjek zgrade (*m* stupovi na svakih 5,45 m)

Svod je betoniran na mjestu, a debeo je 58 mm. Na donjoj površini svoda izvedena su rebra, koja su za 20 mm deblja od ploče, dakle ukupne visine 78 mm, a smještena su tako, da stvaraju približno kvadratna polja 5/5 m. Oko krova je izveden vijenac (serklaž), koji počiva na stupovima, a oblik mu je određen arhitektonskim i statičkim obzirima (nastojalo se smanjiti na minimum momente savijanja, koje izaziva strop u vijencu).

Strop je armiran u oba smjera šipkama promjera 26 mm, čije granice elastičnosti odn. čvrstoće iznose 6.000 odn. 9.000 kg/cm². Šipke su na krajevima pro-

viđene navojima, zbog nastavljanja pomoću obujmica. Navoji su izrađeni specijalnim postupkom valjanja, primijenjenim na hladno, a ne rezanjem, tako da se nosivost šipki u profilu navoja ne slabi.

Ukotvljenje je ostvareno čeličnim pločicama sa zavornjem.



Sl. 3 — Tlocrt krova (*e* vijenac, *s* uzdužne šipke, *t* poprečna rebra, *d* ojačanje kod ležaja)

Prije polaganja armature svaka šipka je bila stavljena u cijev od tankog lima, s promjerom nešto malo većim nego promjer šipke. Poslije izvršene ugradnje i stvrdnjavanja betona zatezane su šipke po točno utvrđenom planu izvedbe. Zatezanje je vršeno pomoću vitla, silom od tridesetak tona. Napon u šipkama kontroliran je manometrom i drugim uobičajenim metodama (broj okretaja vitla, izduženje šipke i t. d.). Poslije definitivnog reguliranja napona u šipkama injektirano je cementno mlijeko u uski prostor između cijevi i šipki.

Strop je ustvari obješen na vijenac uzdužnim šipkama, u kojima se kod punog opterećenja javlja maksimalna vlačna sila od oko 2 000 t. Ta sila se prenosi na uzdužne stranice vijenca, u kojima ona izaziva tlačne sile reda veličine 1 000 t. Vijenac je presjeka 1,15 m², što znači, da se u njem javljaju naponi pritiska od oko 87 kg/cm².

Otežano je bilo izračunavanje parazitarnih napona u blizini uklještenja zategnutog svoda u tlačene dijelove vijenca. Momenti savijanja, koji proističu iz antagonističkih deformacija dvaju povezanih elemenata, održani su, zahvaljujući prednaprezanju, u dopustivim granicama, pri čemu se vodilo računa i o skupljanju i puzanju betona.

Zamršeni statički račun proveo je konstruktor očevidno s uspjehom, pošto se poslije skidanja oplate i probnog opterećenja nisu na objektu pojavile nikakve pukotine.

Kod izvedbe se naročita pažnja morala posvetiti stupovima. Oni su nagnuti 1 : 12 prema unutra, a služe istovremeno za klimatizaciju (neki za odvod kišnice). Zato je u njima šupljina, koja pri dnu iznosi 20/60 cm, dok su stijene debele 15 cm.

Sve oplate su rađene od drveta. Oplata stupova je bila blanjana, da bi se postigle ravne plohe, dok je oplata stropa ostavljena hotimice rapava (a ni strop nije naknadno žbukan), da bi se postigao željeni arhitektonski efekt i bolja akustičnost dvorane. U tom se posve uspjelo. Poslije prvog koncerta, održanog u dvorani pred više od 4 000 gledalaca, štampa je zabilježila, da se glas savršeno prenosio do svih mjesta bez upotrebe mikrofona.

Autori projekta su arh. Schilling i inž. Finsterwalder. Radove su izvele dvije poznate tvrtke: Dyckerhoff i Widmann, te Wayss i Freytag. Opis objekta u časopisu Génie Civil dao je H. Lossier.

B. P.

EKONOMSKA OCJENA VRIJEDNOSTI ELEKTRIFIKACIJE ŽELJEZNICA

(Monthly Bulletin of the International Raillway Congress Association, Bruxelles — XI/1956.)

Bitna prednost električnog pogona na željezničkim prugama je velika akceleracija i brzina lokomotiva, nadalje ugodna, bešumna i čista vožnja, bez dima. Postoje i ekonomske prednosti.

Parne i dizel-lokomotive razvijaju u sebi motornu snagu, koja pokreće vozila. Električne lokomotive primaju pogonsku energiju duž prometne trake. Upotreba električnih lokomotiva potječe još od 1879. god., kada je Werner Siemens konstruirao prve električne lokomotive sa dovodom struje preko žice i treće tračnice. Elektrifikacija postojećih pruga zahtijeva velika investiciona ulaganja i zato se električni pogon isplaćuje samo na prugama s velikim prometom.

Osim običnih parnih i dizel-lokomotiva dolaze postepeno u upotrebu i motorna kola na akumulatore. Ostale lokomotive, kao one sa parnim i plinskim turbinama, nemaju budućnosti, zbog slabe efikasnosti u prometu.

Mnoge svjetske željezničke uprave trpe od velike konkurencije cestovnog i zračnog prometa i moraju se odlučiti da parni pogon postepeno zamijene pogonom dizel-motorima ili električnom vučom. Nabavni troškovi električnih lokomotiva su 1,4 do 1,6 puta veći od onih za parne lokomotive. Dizel-lokomotive sa hidrauličkim prijenosom su 2,3 do 2,5 puta skuplje od parnih.

Troškovi za održavanje i sitne popravke kod električnih su lokomotiva 30 do 40%, a kod dizel-lokomotiva 50 do 70% od troškova kod parnih lokomotiva. Za parnu lokomotivu je potreban strojovođa i ložač, dok električnom i dizelskom lokomotivom upravlja samo strojovođa. Pogonski troškovi električne lokomotive su 60 do 80%, a troškovi dizel-lokomotive 90% od onih kod parnih strojeva. Toplinska energija ugljena je slabo iskorištena (maksimalno sa 10 do 11%), a prosječno kroz godinu dana sa samo 7% i niže (do 4%). Ta razlika nije tako velika kod električnih i dizel-lokomotiva, koje rade s maksimalnim efektom od 25% odn. 31%, a srednjim godišnjim efektom 20% odn. 25—28%. Električne lokomotive s upotrebom struje od hidrocentrala rade i s efektom od 50%.

Parni pogon je neracionalan i zbog neprestane promjene bruto-težine vozova i stalnog zadržavanja na stanicama, kad se besprekidno održava vatra pod kotlovima, koji se zimi hlade i napajaju mrzlom vodom. Takvih gubitaka nema kod električnih i dizel-lokomotiva. Parne lokomotive troše više pogonske snage zbog svoje velike vlastite težine i promjenljive vučne snage. Na jednu konjsku snagu otpada kod parne lokomotive 75 kg, kod modernih dizel-lokomotiva 35 kg, a kod električnih samo 19 kg vlastite težine.

Prema tome troškovi električne vuče su najmanji i iznose samo 60 do 70%, a troškovi dizelske vuče samo 75 do 90% troškova parnog pogona. Ekonomičnost električne vuče ovisi i o stepenu iskorištavanja postojećih električnih centrala kod promjenljive gustoće prometa. Cijena struje po kWh stoji 0,06 DM kod godišnje potrošnje 600 000 kWh na 1 km pruge.

Obično se uzima, da je trošak električne vuče jednak trošku parnog pogona kod godišnje potrošnje od 200 000 kWh na 1 km pruge, a to odgovara dnevnom bruto-prometu od oko 22 000 tona. Izjednačenje troškova električnog i dizel-pogona nastaje kod godišnje potrošnje od 250 000 kWh na 1 km pruge, ili kod dnevnog bruto-prometa od 27 500 tona. Taj odnos ovisi i o lokalnim cijenama pogonskog goriva.

Električni pogon omogućuje i povećanje propusne moći pruge, zbog brže dopremne brzine i najtežih teretnih vozova na strmim rampama kod velikog preopterećenja vučne snage. Mala specifična težina električnih lokomotiva omogućuje racionalan pogon na osobito jako opterećenim prugama, zbog brzog prolaženja teških i lakih voznih kompozicija i izjednačene prometne brzine ekspresnih i teretnih vozova. Ta se vuča najlakše prilagođuje najrazličitijim promjenama željezničkog prometa.

Pretvaranje toplinske energije u mehanički rad motora najbolje se vrši u stalnim električnim centralama sa dovodom električne struje do pružne lokomotive. Iako je koncentracija putničkog prometa u malom broju dnevnih vlakova povoljna za željezničke uprave, one su prisiljene da sve više uvode električne i motorne šinobuse, da odole konkurenciji cestovnog prometa.

U Zapadnoj Njemačkoj planira se elektrifikacija na 6 000 km željezničke pruge, t. j. na 20% čitave državne mreže. Danas je elektrificirano oko 2 000 km pruge, sa godišnjom potrošnjom od oko 400 000 kWh po 1 km. U budućoj se elektrificiranoj mreži pretpostavlja potrošnja oko 700 000 kWh po 1 km. Ta elektrifikacija predstavlja uspješan put za racionalizaciju željezničkog prometa, koji danas radi s velikim deficitom.

Sve su dvotračne željezničke pruge u Rurskoj oblasti preopterećene, i propusna moć može se povećati samo dogradnjom trećeg kolosjeka ili potpunom elektrifikacijom pogona. Time će se postići i ušteda na potrošnji kvalitetnog ugljena, a mogao bi se upotrebiti i jeftiniji lignit u termocentralama.

Troškovi elektrifikacije dvokolosječne pruge iznose oko 50 do 100 miliona DM za 100 km pruge. Od toga otpada 38% za nabavke kod elektrotehničkih poduzeća, a ostalo na druge industrije. Od svih tih troškova otpada 80% na isplatu radne snage.

U SAD slabo napreduje elektrifikacija pruga. Ondje se sve više uvode dizel-lokomotive. Promet na prugama u SAD nije tako gust kao u Evropi. Na prugama dugih relacija prolazi dnevno samo nekoliko teških vozova. Osim toga je i cijena gorivom ulju manja nego u Evropi. Postoje razni prijedlozi o vrsti električne struje za pogon lokomotiva. Izbor sistema nema u ekonomskom pogledu osobite važnosti.

U svjetskom željezničkom prometu postoji parna vuča na 84,2% pruga. Dizel-lokomotive voze na 11,4%, a električne na 4,4% pruga. Postotak parne vuče stalno se smanjuje i zamjenjuje dizel- i električnim pogonom. Zemlje bez ugljena i nafte, a sa mnogo hidraulične snage, postepeno uvode na svim prugama električne lokomotive. U Njemačkoj se uz električni pogon uvode i dizel-lokomotive, koje su osobito prikladne za vicinalne pruge, gdje elektrifikacija nije rentabilna. Na tim sporednim prugama je racionalno i uvođenje motornih šinobusa.

Postepena izmjena parne vuče električnim i dizel-lokomotivama svakako predstavlja progres u željezničkom prometu. Ta će se zamjena moći provesti u periodu od nekoliko decenija, jer financijski razlozi zabranjuju prerano izbacivanje parnih strojeva iz prometa, gdje oni još dobro rade.

U budućnosti se naslućuje dizanje cijena ugljena u odnosu na naftu, tako da i to povećava vjerojatnost sve veće upotrebe dizel-lokomotiva. Cijena električne struje nije u porastu.

Nemamo još jasne predodžbe o upotrebi nuklearne energije u željezničkom prometu. Vjerojatno će se graditi atomske električne centrale, jer bi atomske lokomotive bile preteške. U tom slučaju se ne mijenjaju postojeći električni uređaji i organizacija prometa na elektrificiranim prugama. To predstavlja najpovoljnija rješenja budućeg željezničkog prometa.

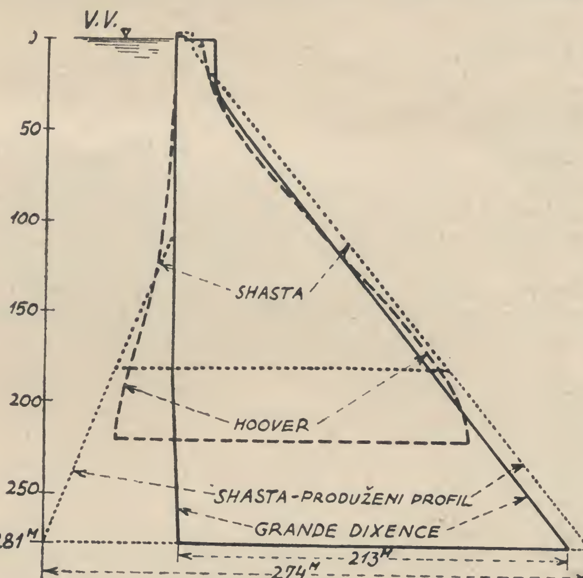
MK.

USPOREDBA AMERIČKIH I ŠVICARSKIH PROJEKATA BRANA

(Engineering News-Record, New York, mart 1957.)

Brana Grande Dixence, koja se gradi u Švicarskoj, bit će, kad se dovrši, najviša betonska gravitaciona brana na svijetu. Njezina visina će biti 281 m. U temelju je brana 213 m široka. Njezina će širina, dakle, iznositi 77% od visine, dok na pr. kod poznate brane Hoover taj postotak iznosi 91% (a pored toga je ta brana i djelomično upeta, dakle nije čisto gravitaciona). Zato se W. H. Holmes, pisac članka u E. N. R., pita, da li je američki Bureau of Reclamation (»Ured za melioracije«, pod čijim se neposrednim nadzorom izvode najveće američke brane. Prim. prev.) suviše konzervativan ili su Švicarci suviše smioni.

Usporedba sa branom Shasta, koja je projektirana kao čisto gravitaciona brana, još bolje ilustrira razliku u gledanju američkih i švicarskih inženjera. Ta brana je 182 m visoka i skoro isto toliko široka. Da je brana Grande Dixence projektirana s istim priklonima kao brana Shasta, ona bi u temelju bila široka 274 m ili za 30% šira nego je predviđeno projektom (vidi skicu).



Koliko je velika razlika i u gledanju na visinu dopuštenih napona, vidi se iz toga, što maksimalni računski napon za pritisak kod brane Shasta iznosi 52 kg/cm², a kod brane Grande Dixence 129 kg/cm².

Poslije 1938. god. (kada je dovršena brana Shasta) povisio je Bureau of Reclamation dopuštene napone, i danas iznosi dopušteni napon betona za pritisak uz ekstremne pretpostavke opterećenja 70 kg/cm² (s time, da ne smije prekoračiti četvrtinu maksimalne čvrstoće na pritisak utvrđene na probnim cilindrima starim jednu godinu), no to je još uvijek daleko ispod napona akceptiranih na brani Grande Dixence.

Pisac navodi, da su prema podacima projektanta za dimenzioniranje brane bili mjerodavni ovi kriteriji:

— napon betona za pritisak na uzvodnoj strani uz puno opterećenje brane mora na svakoj koti biti veći nego 85% od hidrostatičkog tlaka na istoj koti;

— rezultanta svih sila kod punog rezervoara (težina brane, hidrostatički tlak i uzgon) uzimajući u obzir i efekt potresa, treba da ostane unutar dviju trećina svakog horizontalnog presjeka.

Prvi kriterij je približno u skladu i s američkim računskim pretpostavkama. Međutim, drugi kriterij je u suprotnosti s američkom praksom, da rezultanta treba da ostane unutar centralne trećine i kad se uzme u obzir utjecaj potresa. Ustvari, drugi je kriterij nespojiv sa prvim.

Ako se za statički račun pretpostavi, da je brana Grande Dixence približno trokutnog presjeka (visine $h = 281$ m i baze $b = 222$ m), te usvoji prostorna težina betona $\gamma = 2450$ kg/m³ i vode $\gamma_1 = 1000$ kg/m³, tada iznose naponi (ne uzimajući u obzir djelovanja potresa):

kod praznog rezervoara:

vertikalni pritisak uzvodno . . . . $v_v = \gamma \cdot h = 69$ kg/cm²,

vertikalni pritisak nizvodno . . . . $v_v = 0$,

kod punog rezervoara bez uzgona:

vertikalni pritisak uzvodno . . . . $v_v = \gamma \cdot h - \frac{\gamma_1 h^3}{b^2} = 24$ kg/cm²,

vertikalni pritisak nizvodno . . . . $v_v = \frac{\gamma_1 h^3}{b^2} = 45$ kg/cm²,

kod punog rezervoara sa uzgonom:

vertikalni pritisak uzvodno . . . . $v_v = 24 - 0{,}85 \times 28{,}3 = 0$,

vertikalni pritisak nizvodno . . . . $v_v = 45$ kg/cm²,

glavni napon nizvodno $v = 73$ kg/cm².

Ako se uzme u obzir i djelovanja potresa, javlja se na uzvodnoj strani velik napon na zatezanje (34 kg/cm²).

Daljnja olakšica, kojom su se poslužili švicarski projektanti kod dimenzioniranja brane uzimajući u obzir i djelovanje potresa, jest ta, da su računali sa dopuštenim naponom na pritisak za 50% većim. To znači, da su faktor sigurnosti smanjili od 4,2 na 2,8 (jer je $70 \times 4{,}2 = 105 \times 2{,}8 = 294$ kg/cm²). I prema američkoj praksi su dopušteni naponi za rijetka i kratkotrajna opterećenja nešto viši nego za mrtve terete, ali razlika od 50% čini se da je previsoka.

U Švicarskoj se čvrstoća betona određuje poslije 90 dana na kockama 25 cm, a u Americi poslije jedne godine na cilindru 15 × 30 cm. Na temelju raznih usporednih ispitivanja može se zaključiti, da te dvije čvrstoće stoje u odnosu 90 : 100. Prema tome, američki standard od 70 kg/cm² odgovara naponu od 63 kg/cm², utvrđenom pomoću probnih kocaka. Maksimalni računski napon na nizvodnoj strani brane Grande Dixence iznosi prema podacima projektanta 129 kg/cm², dakle d v a p u t a je veći nego što dopušta američki B. R. standard.

Obično se kod projektiranja brana uspoređuje i omjer horizontalnih sila prema vertikalnim. Uzima se, da bi taj omjer trebao biti manji nego trenje materijala. Omjer raste, kad se uzme u obzir i uzgon, a još više, ako se uključe i horizontalne sile od djelovanja potresa. Piscu nisu poznati podaci, s kojima je računao projektant švicarske brane, ali ako se primijeni Westergaardova metoda i akceleracija od 0,1 težine, horizontalne sile su veće od vertikalnih (uzimajući u obzir i uzgon). U Americi se uzvodna strana brane redovno ne izvodi vertikalno, već koso ili lomljeno (kao na brani Shasta). Dodatni zbir uslijed proširenja profila na uzvodnoj strani i vertikalna komponenta vode na kosom dijelu popravljaju omjer.

Od značaja je i činjenica, da se brana Grande Dixence namjerava u prvoj etapi izgraditi samo do visine od 178 m, a tek kasnije povisiti na 281 m. Ni u slučajevima, kad se brane grade odjednom (bez etapa) ne izvodi se tijelo brane kao jedna cjelina, ali se može pretpostaviti da uz normalne mjere opreza (neopterećeni blokovi ohlađeni na istu temperaturu, a zatim zaliveni i spojeni) brana predstavlja monolitnu građevinu. Kod etapne izgradnje, međutim, upotrebljava se rezervoar prije dovršenja brane. Zato će neki blokovi biti naprezani djelomičnim opterećenjem vodom prije nego se izgrade i zaliju susjedni neopterećeni blokovi i pretpostavka o monolitnosti profila se mijenja. Osim toga namjerava se upotrebiti razne količine cementa u raznim presjecima brane (u skladu s promjenom napona), i zato će modul elastičnosti betona varirati i postati nerealnom pretpostavka, da je građevina homogena. Dosada je poznat samo jedan slučaj značajnijeg povišenja visoke gravitacione brane (brana Marshall Ford je bila visoka 62 m, a povišena je na 85 m na taj način, da se uzvodno podigao samostalan zid, koji se zalivanjem spojio sa starom branom), pa bi bilo od interesa da projektant objavi detalje, kako misli povisiti branu za 103 m.

Glavni projektant brane Grande Dixence je Job Hunerwadel. Na izlaganja Holmesa on u nastavku članka odgovara ovo:

Razne brane u SAD i Švicarskoj se mogu uspoređivati, ali bi trebalo pri tom imati u vidu i profil doline, u kojoj se brana gradi. Taj profil može biti od bitnog utjecaja na odluke kod projektiranja. Dolina u kojoj je sagrađena brana Shasta je otvorena, široka, dok je brana Dixence smještena u vrlo usku dolinu oblika slova V. Taj fakat je dopustio izvjesne olakšice kod projektiranja (koje su uglavnom sadržane u drugom kriteriju). Međutim, treba spomenuti i to, da uvjeti švicarske vlade imaju specifičnu vrijednost za branu Grande Dixence i da se ne mogu primijeniti kao opće pravilo za projektiranje svih brana u Švicarskoj. To hidroelektrično postrojenje grade privatne kompanije, a ne vlada.

Što se tiče etapne izgradnje, konstruktivni detalji za povezivanje raznih dijelova brane u homogenu monolitnu konstrukciju dani su u referatu, podnesenom međunarodnom kongresu za velike brane u Parizu u 1955. god. Izvedba prve etape se predviđa sa stepenastim nizvodnim licem (stepenice nisu horizontalne, nego imaju oblik zuba na pili, klinova). U drugoj etapi se dodaju na te stepenice vertikalni blokovi, između kojih su ostavljeni razmaci, koji se ispunjavaju betonom tek kad je jezero prazno. Najpovoljniji smještaj razmaka određen je na modelima metodom fotoelastičnosti. Razmaci su neophodni i inače, s obzirom na skupljanje i ohlađivanje betonskih blokova.

B. P.

DANAŠNJA OCJENA GRANICA RASPONA ODNOSNO VISINA VELIKIH GRAĐEVINA

(Le Génie Civil, Pariz, februar 1957.)

Časopis donosi u izvodu predavanje, koje je H. L o s s i e r održao u Znanstvenom i tehničkom centru za građenje u Parizu, o tome, kakve se razumne granice u današnjim okolnostima mogu postaviti za povećanje raspona odn. visina velikih inženjerskih objekata. Ova razmatranja prelaze okvir neposrednih projekata i moglo bi se činiti da nisu od praktičnog interesa. Međutim, ona sadrže skoro u svim slučajevima elemenat progresa, već i time, ako osvijetle griješke koncepcije ili realizacije.

Faktori, koji ograničavaju povećanje građevina, jesu ovi:

— karakteristike materijala (odnos čvrstoće prema specifičnoj težini),

— cijena materijala,

— praktična mogućnost ostvarenja vrlo velikih presjeka,

Predavač na primjeru visećeg mosta izlaže, koje su 3 granice od značaja kod razmatranja ovog problema:

— apsolutna granica je raspon, kod koga se (uz pretpostavku određene strelice) kabeli lome pod teretom vlastite težine,

— granica upotrebljivosti je niža, jer most treba da nosi i kolovoz i korisni teret,

— granica ekonomičnosti je raspon, kod koga cijena konstrukcije počinje nesrazmjerno brzo rasti.

V i s e ć i m o s t o v i. Granica elastičnosti za kabele u Francuskoj danas iznosi 160 do 180 kg/mm² za žice preko 3 mm promjera, a 200 do 220 kg/mm² za tanje žice. Uz nosivost od 120 kg/mm² i uz odnos strelice prema rasponu 1 : 10 apsolutna granica iznosi oko 10 700 m. Ako se težina kolovoza pretpostavi sa 1 500 kg/m², a ukrućenja i pomičnog tereta sa 500 kg/m², granica upotrebljivosti leži kod 8 600 m. Ovu teoretsku granicu treba još reducirati s jedne strane zbog opasnosti loma od pojačanih oscilacija, a s druge strane zbog toga, što bi suviše velike oscilacije mogle postati neugodne za saobraćaj. Zbog toga bi se tehnička granica mogla postaviti negdje kod 5 000 m (najveći raspon izveden je dosada kod mosta preko Zlatnih vrata u San Francisku, koji je sagrađen 1936. god.). Granica ekonomičnosti se može teško postaviti, jer troškovi montaže mnogo ovise o lokaciji objekta. Promjer kabela raste u odnosu na raspon ovako:

raspon m	500	1000	2000	3000	4000	5000
presjek kabela	1	2,5	7,9	17,3	33,8	63

Granica ekonomičnosti je negdje kod 3 000 m.

L u č n i m o s t o v i o d č e l i k a. Autor pretpostavlja čelik s dopuštenim naponom od 40 kg/mm² i zavarene spojeve. Za cestovne mostove sa strelicom 1 : 5 iznosi apsolutna granica oko 2 500 m, a granica upotrebljivosti između 1 700 i 2 000 m. Težina mosta počinje vrlo brzo da raste počev od raspona 1 500 m, to bi bila, dakle, granica ekonomičnosti (najveći dosada izvedeni most Kill van Kull izveden 1931. god. nalazi se u New Yorku, a ima raspon 510 m).

R e š e t k a s t i m o s t o v i o d č e l i k a. Mogu se razlikovati dvije grupe mostova:

— proste grede konstantne visine;

— kontinuirani nosači obični ili sa zglobovima (konsolama), promjenljive visine.

Za prve je granica upotrebljivosti kod 700 m, a granica ekonomičnosti kod 400 m (najveći izvedeni most je Metropolis preko rijeke Tenessee u Americi, koji ima raspon 219 m). Za druge bi bila apsolutna granica 1 300 m, granica upotrebljivosti 1 100 m i granica ekonomičnosti 1000 m. Najveći dosada izvedeni most je u Quebecu, koji ima raspon 548 m (taj most se kod montaže dva put srušio, 1907. i 1916. god., a konačno je dovršen 1916. god.). Sa rasponom od 520 m je poznati most preko Firth of Forth-a u Engleskoj, koji je izveden 1890. g. bez ikakvih prethodnih iskustava.

L u č n i m o s t o v i o d a r m i r a n o g b e t o n a. Za luk sa strelicom 1 : 5, uz pretpostavku da je izostatičan i da dopušteni napon na pritisak iznosi 200 kg/cm² (uračunavši i armaturu), apsolutna granica iznosila bi oko 1 200 m. Uz kolovoz težine 800 kg/m² i pokretni teret 500 kg/m² granica upotrebljivosti iznosila bi 1 000 m. Međutim, presjek luka rastao bi brzo počevši od raspona 700 m, što bi predstavljalo granicu ekonomičnosti. Najveći lučni most od armiranog betona nalazi se u Švedskoj (Sando), sagrađen je 1943. god., a ima raspon 262 m.

T o r n j e v i. Toranj stalnog presjeka na čitavoj visini mogao bi se s obzirom na nošenje vlastite težine izgraditi od armiranog betona do 800 m visine, a od čelika do 2 000 m visine.

Mnogo veće visine bi se mogle postići, ako se presjek tornja mijenja tako, da naprezanja materijala budu konstantna.

Autor je još u 1934. god. opisao projekt jednog tornja od armiranog betona promjenljivog presjeka, koji bi bio visok 2 000 m. Ta visina mogla bi se povećati na 3 000 m; površina poprečnog presjeka bi varirala između 40 i 1. Granica ekonomičnosti bi bila po prilici kod 2 500 m.

Kod tornja od čelika promjena presjeka bila bi manja i iznosila bi 7 : 1 kod tornja visokog 3 000 m, a 24 : 1 kod tornja 5 000 m visokog.

Čini se da bi toranj od armiranog betona bio jeftiniji do visine 2 000 m, a čelični toranj preko te visine.

Što se tiče troškova građenja objekata od čelika i armiranog betona, postoji značajna razlika između mostova i tornjeva. Kod mostova je visina radnog mjesta obično ograničena (bez obzira na raspon), dok kod tornjeva dizanje materijala postaje to skuplje, što je zgrada viša. Osim toga su od važnosti fiziološki utjecaji na radnike, vezanje i otvrdnjavanje morta, djelovanje vjetra i t. d. Zato počevši od izvjesne visine prednost imaju čelične konstrukcije. Za svjetsku izložbu u Belgiji gradi se toranj visine 700 m, koji će imati bazu od betona, a gornji dio iz čelika.

M o s t o v i o d l a k i h s l i t i n a. Slitine su obično na bazi aluminija, a njihova prostorna gustoća se kreće između 2,65 i 2,80. Naročito dvije slitine su interesantne za građevinarstvo: duraluminij i sicral. Prva ima granicu elastičnosti između 24 i 27 kg/mm² i prelomnu čvrstoću između 40 i 44 kg/mm². Druga (koja sadrži cink, mangan i bakar) je otpornija: granica elastičnosti iznosi 45 do 55 kg/mm², a prelomna čvrstoća 55 do 60 kg/mm². Modul elastičnosti tih slitina iznosi 7000—7500 kg/mm²; dakle, tri puta je manji nego kod čelika (zato su deformacije, uz iste napone, znatno veće).

Za kabele visećih mostova slitine ne dolaze u obzir. Možda bi se mogle upotrebiti za spregove i za kolovoznu ploču.

S obzirom na visoku cijenu (4 do 5 puta veću od cijene čelika) slitine ne dolaze u obzir za mostove s manjim rasponima. One bi se mogle upotrebljavati tek kod većih raspona: za prosto položene grede kod raspona preko 700 m za duraluminij, a preko 600 m za sicral, za lučne mostove kod raspona preko 2 400 odn. 2 150 m. Kod tih raspona mostovi od slitina postaju jeftiniji od čeličnih.

Međutim, ako se radi o građenju mostova u predjelima gdje su uslovi transporta naročito teški ili skupi, odnosno o gradnji pokretnih elemenata (okretni mostovi i sl.), slitine dolaze u obzir već i danas.

B r a n e. Praktično kao da nema granica za visinu brana. Sa betonom čiji je dopušteni napon 200 kg/cm² mogle bi se graditi brane visoke do 800 m. Sada je najviša brana Boulder u SAD, s visinom 220 m. U izvedbi je brana Grande Dixence, koja će biti 280 m visoka.

Z a k l j u č c i. Predavač konstatira, da danas postoji opća tendencija za pojednostavnjenjem oblika građevina i metode ugradnje materijala.

Kod visećih mostova više se ne izvode višestruka zavjesna užeta, a kod rešetkastih konstrukcija sistemi višestruko statički neodređeni. Zavarivanje potiskuje zakovice. Mostovi od čelika, armiranog ili prednapetog betona imaju istu laganu siluetu.

Materijali s kojima danas raspolažemo dopuštaju da se riješe svi problemi, koji se postavljaju pred inženjere. Ipak se nastoji poboljšati karakteristike materijala. Poboljšanja mogu da se postignu ili smanjenjem težine ili povećanjem čvrstoće. Kod lakih slitina treba u prvom redu nastojati sniziti njihovu cijenu.

Napredak, koji se očekuje u skoroj budućnosti, u prvom je redu ekonomskog značenja, jer već danas naše tehničke mogućnosti daleko nadmašuju praktične potrebe.

B. P.

Kongresi i sastanci

GLAVNA GODIŠNJA SKUPŠTINA SAVEZA JUGOSLAVENSKIH LABORATORIJA ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE MATERIJALA I KONSTRUKCIJA

Izaratno povećanje tempa izgradnje naše zemlje natovarilo je i našim građevinskim laboratorijima prepune ruke posla; dalo im je i još im uvijek daje sve nove i nove zadatke, koje oni samo uz najveće napore i tek u najnužnijem okviru mogu da izvrše. Sa ciljem da bi se taj rad u svim naših institutima, laboratorijima i zavodima koji rade na zadacima ispitivanja i istraživanja materijala i konstrukcija sistematski povezao, vršio u međusobnoj saradnji i prema zajedničkom planu, a time i dao našem građevinarstvu veće koristi, osnovan je već pred cca sedam godina Savez jugoslavenskih laboratorija za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija. Savez je osnovan u okviru DIT-a, a učlanjen je i u međunarodnu organizaciju laboratorija za ispitivanje materijala RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions). Time je naša međulaboratorijska saradnja proširena i van nacionalnih granica.

O toj našoj mladoj, ali veoma korisnoj organizaciji, a i o njenim članovima-laboratorijima, još se uvijek u nekim, za to pozvanim krugovima ne vodi dovoljno računa, niti im se pruža dovoljna, a ponegdje ni najnužnija pomoć. Pa ipak, ta još nedovoljno favorizirana organizacija i njeni članovi-laboratoriji već su čvrstim korakom stupili u naš javni život, srušili su već podosta barijera rezerviranosti i nerazumijevanja, a rezultati njihovog dosadanjeg rada jamče im i za daljnje uspjehe u njihovim nastojanjima.

U punoj tišini, bez velikih zvona i masnih slova novinskih stupaca, održana je u društvenim prostorijama građevnog poduzeća »Graditelj« u Sarajevu ovogodišnja glavna skupština tog Saveza. Skupština je održana u vremenu od 13. do 15. svibnja o. g.

Kao i u dosadanjoj kratkoj tradiciji, i ove je godine glavna skupština našeg Saveza prikazala reviju interesantnih rezultata ispitivačkog i istraživačkog rada naših instituta, kako na polju unapređenja same tehnike ispitivanja, tako i na polju unapređenja materijala ,konstrukcija i sistema građenja. Tridesetak održanih stručnih referata dalo je dovoljno jasan prikaz rada, nastojanja i uspjeha naših instituta, zavoda i laboratorija u proteklој godini. Trinaest učlanjenih i nekoliko još neučlanjenih institucija ove vrste u našoj državi demonstriralo je ovim referatima svoju spremnost da u tim svojim nastojanjima i nadalje ustraju, bez obzira na poteškoće na koje u tom radu nailaze.

I u diskutivnom i organizacionom dijelu skupštine doneseno je nekoliko interesantnih zaključaka. Razmatran je plan daljnjeg rada; usvojen je plan proširenja suradnje sa svim važnijim odgovarajućim stručnim jedinicama društvenog i upravnog karaktera; usvojen je statut Saveza; donesen je zaključak o izdavanju službenog stručnog biltena Saveza, u kojem bi se pored društvenih i bibliografskih podataka, objavljivali i rezultati rada pojedinih učlanjenih instituta, zavoda i laboratorija; usvojen je dvije godine razrađivani prijedlog o jedinstvenoj metodi obračunavanja laboratorijskih usluga; iznesene su poteškoće radi pomanjkanja sredstava za poboljšanje općih uvjeta rada nekih naših laboratorija (slabo opremno i smještajno stanje); diskutirano je o stanju i ulozi fonda za unapređenje građevinarstva, o potrebi rada na jedinstvenoj terminologiji i t. d. Nakon završenih diskusija zaključeno je, da se iduća godišnja skupština Saveza održi god. 1958. u Beogradu.

Rad skupštine završen je izborom novog upravnog odbora. Za novog predsjednika Saveza izabran je ing. Viktor Turnšek, direktor »Zavoda za raziskavo gradbenog materijala LRS«. Odato je priznanje radu ing. Branka Žeželja, direktora »Instituta za ispitivanje materijala i konstrukcija NRS«, koji je od osnutka, pa sve do sada s uspjehom predsjedavao ovom Savezu.

Posljednjeg dana skupštine učesnici su razgledali rad i postrojenja naše poznate tvornice šper- i lesonit ploča u Blažuju. Zajedničkim ručkom na vrelu Bosne završena je bila ova uspjela i interesantna manifestacija dosadanjeg rada naših građevnih laboratorija.

III. SAVJETOVANJE GEOTEHNIČKOG UDRUŽENJA ITALIJE

U Torinu je 27. svibnja o. g. održano III. savjetovanje Geotehničkog udruženja Italije, koje je bilo posvećeno problemima nasutih brana. Prikazano je 18 referata o projektiranju, građenju i ispitivanju nasutih brana u Italiji. Kao gost sudjelovao je Dr. Ing. E. Nonveiller iz Zagreba, koji je prikazao referat o proračunu stabilnosti nehomogenih brana. Referati su nekoliko dana prije sastanka dostavljeni učesnicima, koji su se mogli informirati o iznesenom materijalu. Na sastanku su najprije dali izvještaj glavni izvjestioci:

Prof. A. Croce (Napoli) — Prikaz karakteristika temeljnog tla i materijala za građenje nasutih brana u Italiji, laboratorijske metode ispitivanja i način proračunavanja stabilnosti.

Dr. Ing. D. Finzi — Konstruktivni tipovi, metode i strojevi za građenje nasutih brana, ekonomska pitanja.

Prof. Croce sistematizarao je tipove temeljnog tla za brane u četiri grupe: najčešći problemi kod fundiranja vezani su za tipove klizavih obronaka i propustljive temeljne stijene. Nasute brane grade se pretežno na mekom sedimentnom tlu, gdje se ne mogu graditi betonske konstrukcije. Po tipu presjeka najčešće se grade zonirane brane s jezgrom od glinovitog materijala u sredini presjeka. Zanimljivo je spomenuti, da se vrlo često jezgra radi od umjetno priređene mješavine pjeskovitog i glinovitog materijala s aktiviranim bentonitom, pa čak i u slučaju kad inače ima prirodnog materijala, koji bi mogao zadovoljiti sve zahtjeve za materijal jezgre. Laboratorijske metode ispitivanja oslanjaju se u svemu na one, koje su razvijene i standardizirane u USA. Mjerenje pritiska vode u porama smatra se, međutim, toliko kompliciranim, da se za rutinsko ispitivanje još ne primijenjuje. Kod proračuna stabilnosti primjenjuje se isključivo metoda s kružnim kliznim plohama, i kod zoniranih nasipa (švedska metoda).

Dr. Ing. Finzi komparirao je glavne karakteristike nasutih brana izvedenih u Italiji, s onima u inozemstvu, iz čega slijedi, da su brane u Italiji relativno niske i ne prelaze visinu od oko 40 m. Osvrnuo se na zonirane nasipe i istakao poteškoće u izvođenju filtera. Prikazao je metode i strojeve primijenjene za miješanje i homogeniziranje tla jezgre za brane i strojeve za izvođenje vertikalnih drenova za ubrzanje konsolidiranja temeljnog mekog tla pod branama.

Referati podneseni savjetovanju mogu se po materiji grupirati kako slijedi:

— prikaz projekta zoniranih brana — 4 referata,
— projekt brane s uzvodnim ekranom od asfaltnog betona — 1 referat,
— primjena vertikalnih drenova od pijeska za konsolidiranje temelja pod branama i nasipima — 2 referata,

— instrumenti i mjerenja naprezanja u branama — 2 referata,

— tip betonske brane za fundiranje na nehomogenom tlu — 1 referat,

— injekcione zavjese i materijali za injektiranje — 4 referata,

— laboratorijske metode ispitivanja tla — 2 referata,

— proračun stabilnosti brana — 1 referat,

— fenomeni elektroosmoze kod klizišta — 1 referat,

— nabijanje zemlje za ugrađivanje u brane — 1 referat.

Prikazane nasute brane relativno su niske; najviša veća visina iznosi oko 30 m. Od četiri brane s jezgrom od gline tri imaju jezgru pripremljenu s dodatkom oko 3% bentonita. Glina se miješa na mjestu ugrađivanja posebnim mješačima. Za nabijanje često se upotrebljavaju vibracioni valjci.

Asfaltni ekran na brani Maria del Lago (visina 20 m) građen je po tipu, koji se primijenjuje u Alžiru: drenažni sloj, betonska podloga, dvostruki sloj od asfaltnog betona i zaštitni sloj od armiranog betona; ukupna debljina iznosi oko 35 cm. Na toj, kao i na nekoliko drugih brana, primijenjena je nepropusna zavjesa za otješnjenje temeljnog tla izrađena od betonskih stupova koji se međusobno dodiruju. Kod nekih je primjera ta zavjesa posebnim postupkom izvedena kao kontinuirani betonski zid debljine oko 60 cm, izrađen u usjeku čije stijene se podupiru pomoću tiksotopone isplake.

Vrlo su zanimljivi primjeri konsolidiranja vrlo mekih slojeva u temeljima ispod brana i nasipa pomoću vertikalnih drenova ispunjenih pijeskom, koji znatno ubrzavaju istjecanje vode i slijeganje tla pod dodatnim opterećenjem nasipa i time pridonose povećanju nosivosti tla.

Dr. Ing. C. Marcello prikazao je tip brane od betonskih blokova, koja je prikladna za temeljno tlo nejednoličnog sastava i dopušta dosta velika diferencijalna slijeganja. Poprečni presjek je trokutan, sa bazom širine 1,35 H. Betonski blokovi, koji se liju na mjestu, rastavljeni su u uzdužnom smjeru po cijelom presjeku brane reškom širine 12 cm, koja se ispunjava šljunkom; tako se omogućuju dosta velika diferencijalna slijeganja u uzdužnom smjeru brane. Nepropusnost je osigurana uzvodnom oblogom od čeličnog lima. Dosada su sagrađene dvije takove brane (Platani i Pozillo); jedna se gradi u Italiji (Pian Palú), a druga u Peru (El Frayle). Diferencijalna slijeganja, koja taj tip brane podnosi, mogu iznositi i do 20 cm. Konačna iskustva ne mogu se još dati.

Iskustva s mjerenjem naprezanja u nasutim branama pomoću standardnih elektroakustičnih doza pokazuju, da manometri dobro funkcioniraju, dok doze za mjerenje tlaka zemlje daju rezultate, koji su veći nego što bi odgovaralo računatim vrijednostima. Ta je konstatacija u skladu i s našim iskustvima na brani Lokvarka .

Dr. Veder iznio je vrlo zanimljiva zapažanja u vezi s nekim fenomenima klizanja tla i akumuliranja vode u stanovitim proslojcima, koja se tumači pojavom elektroosmoze uslijed razlike potencijala, što nastaje na kontaktu dvaju slojeva s različitom dielektričnom konstantom. Na temelju razmatranja teoretskih mogućnosti Dr. Veder predlaže praktične mjere, pomoću kojih bi se mogla provesti mjerenja potencijala i ispitivati ti fenomeni, kao i jednostavne mjere, koje bi se mogle primijeniti za sprečavanje tako uzrokovanog tečenja vode u tlu i saniranje klizišta. Problem je svakako vrijedan daljnjeg detaljnog studiranja.

Savjetovanje je bilo dobro pripremljeno i organizirano, a diskusija o iznesenim problemima bila je vrlo zanimljiva i korisna. Izneseni referati objavit će se u časopisu »Geotecnica« i ne će se izdati u posebnom izdanju.

Poslije savjetovanja organiziran je prijegled nekih velikih industrijskih poduzeća u Torinu (tvornice FIAT) i hidroelektričnih postrojenja u Val d'Aosta.

N.

Iz društva građevinskih inženjera i tehničara N R Hrvatske

Redakcija našeg lista primila je od ing. Stjepana Szavits-Nossana, predstojnika Zavoda za Geotehniku AGG - fakulteta u Zagrebu, 15.000.— dinara uz napomenu, da je to dobrovoljni doprinos Zavoda, za troškove štampanja društvenog časopisa »Građevinar« i u znak priznanja za odličnu redakciju istoga.

Ovim putem se najsrdačnije zahvaljujemo Zavodu za geotehniku AGG - fakulteta u Zagrebu.

OMOGUĆAVANJE PRAKTIČNIM TEHNIČARIMA DA POLAŽU STRUČNI ISPIT I DOBIVAJU OVLAŠTENJA ZA RUKOVODIOCE GRAĐEVINSKIH RADOVA

Neki naši članovi pitaju nas, da li postoji mogućnost da praktični tehničari polažu stručni ispit tehničara i da dobiju ovlaštenje za rukovodioce građevinskih radova.

Obratili smo se na Sekretarijat za građevinarstvo, urbanizam i komunalne poslove Izvršnog vijeća NRH, pa smo dobili ova obavještenja:

I. Građevinski tehničari stručnjaci, takozvani »praktični tehničari«, t. j. lica, koja su stekla stručnu spremu kroz praksu u građevinarstvu, ali nisu završila građevinski ili arhitektonski otsjek srednje stručne škole (ili njima ravnu školu) izuzetno mogu polagati stručni ispit za mlađeg tehničara građevinske struke, i to u cilju dobivanja ovlaštenja za rukovođenje građevinskim radovima u smislu Pravilnika o stručnoj spremi inženjera i tehničara kao odgovornih rukovodilaca za pojedine vrste građevinskih objekata i radova (»Službeni list FNRJ«, br. 15/55) i to samo:

1) nesvršeni studenti građevinskog ili arhitektonskog fakulteta (ili njemu ravne škole) s položenim pripremnim ispitom i sa najmanje 8 godina prakse u građevinarstvu na poslovima mlađeg građevinskog tehničara,

2) diplomirani tehničari geodetske, mašinske ili druge struke, kao i svršeni đaci inženjerskih vojnih škola, s najmanje 8 godina prakse u građevinarstvu na poslovima mlađeg građevinskog tehničara,

3) lica, koja su završila stručne kurseve Ministarstva građevina za mlađe građevinske tehničare, s najmanje 8 godina prakse u građevinarstvu na poslovima mlađeg građevinskog tehničara i

4) svi ostali praktični tehničari sa svršenom srednjom školom i najmanje 10 godina praktičnog rada u građevinarstvu na poslovima mlađeg građevinskog tehničara.

Pomenuta lica polagat će stručni ispit po programu predviđenom za zvanje mlađeg građevinskog tehničara, i to po istom kriterijumu kao za građevinske tehničare sa svršenom srednjom stručnom školom.

Ovom povlasticom mogu se koristiti samo lica, koja bi podnijela molbu za polaganje stručnog ispita najdalje do 31. decembra 1958. godine.

II. Praktični tehničari, koji su dosada — bilo prije ili poslije rata — položili stručan ispit za mlađeg građevinskog tehničara, kao i oni praktični tehničari, koji bi polagali stručni ispit po kriterijumu u smislu ovog uputstva, izuzetno mogu dobiti ovlašćenje za odgovorne rukovodioce građevinskih radova.

U obzir dolaze samo oni praktični tehničari, koji pored položenog stručnog ispita dokažu, da imaju najmanje 10 godina prakse u građevinarstvu na poslovima mlađeg građevinskog tehničara, kao i da ispunjavaju ostale uslove iz čl. 5. tač. 1, 5, i 6 Pravilnika o stručnoj spremi inženjera i tehničara kao odgovornih rukovodilaca za pojedine vrste građevinskih objekata i radova (»Službeni list FNRJ«, br. 15/55).

Napominje se, da se praktičnim tehničarima mogu izdavati ovlaštenja iz čl. 3 i 4 pomenutog Pravilnika, i to ograničeno samo na užu specijalnost, koja se utvrđuje prema smjeru u kome je položen stručni ispit.

Na ovaj način omogućit će se izvjesnom broju praktičnih tehničara, koji su proveli desetak i više godina u građevinarstvu na radnom mjestu građevinskog tehničara, da dobiju potrebno ovlaštenje za rukovođenje građevinskim radovima. Pri tome su obuhvaćeni samo oni građevinski stručnjaci, koji imaju nepobitne dokaze o dosadašnjoj uspješnoj praksi u građevinarstvu. Na taj način takva lica ne će morati da napuštaju građevinsku struku, što bi nesumnjivo vrlo štetno uticalo na građevinsku operativu. Takva lica po sadašnjim propisima ne mogu dobiti ovlaštenje, kao ni rukovoditi građevinskim radovima. Pored toga, takvim građevinskim tehničarima omogućit će se ovim uputstvom dalje uzdizanje u struci, što je nesumnjivo od koristi kako za građevinarstvo tako i za te stručnjake.

POSJET GRADILIŠTU BRODARSKOG INSTITUTA U ZAGREBU

Dne 29. svibnja 1957. god. upriličila je zagrebačka podružnica Društva građevinskih inžinjera i tehničara posjet gradilištu Brodarskog instituta u Zagrebu u cilju pregleda rada na napinjanju kablova montažnog okruglog basena. Prisustvovalo je cca 40 inžinjera i tehničara iz raznih građevnih poduzeća, projektnih organizacija i ustanova.

Na gradilištu je prisutne posjetioce upoznao s projektom basena projektant inž. Jenko Koščina od Rijeka-projekta, iz Rijeke, te im objasnio glavne značajke i konstruktivne pojedinosti ovog objekta, kao način temeljenja, izvedbu temeljne ploče, betoniranje vertikalnih montažnih armirano-betonskih prednapregnutih ploča, njihovu montažu i spajanje s dnom basena radi nepropusnosti, te zaštitnu torkret žbuku dna i stijena basena.

Posebno je obratio pažnju na utezanje kablova s vanjske strane basena, jer su se ovi radovi upravo izvodili, pa su prisutni posjetioci imali prilike vidjeti rad na napinjanju i zaklinjivanju kablova pomoću čahure i klina.

Ispitivanje napona u žicama kablova objasnio je ing. Koščina s demonstracijom ispitivanja pomoću komparativnog tenzometra na ugrađenim markicama na žicama i u betonu, te pomoću izduženja žice na hidrauličkoj pumpi.

Ispitivanje napona u žicama pomoću metode oscilacija objasnio je prisutnima šef laboratorija elektronike Brodarskog instituta ing. Ivan Modlic. Naime pored navedenih metoda ispitivanja napona u žicama kablova korišteni su rezultati ispitivanja najmodernijom metodom oscilacija. Ing. Modlic je prisutnima demonstrirao ispitivanje jedne žice kabela uređajem koji se sastoji od magnetnog pick-up-a, oscilatora i osciloskopa, i objasnio na koji način se dolazi do podatka poredbene frekvencije titraja odnosne žice kabela, te iz ovoga pomoću jedne jednostavne formule do napona u žici.

Prisutni su s velikim interesom saslušali izlaganja navedenih stručnjaka i iza izlaganja stavljali mnogobrojne upite u vezi projektiranja i izvađanja ovog interesantnog i neuobičajenog objekta u našoj praksi.

EKSKURZIJA SEKCIJE ZA CESTE DGIT-a HRVATSKE

Nekoliko dana prije izlaska ovog broja našeg časopisa održana je vrlo uspjela ekskurzija na gradilišta cesta i mostova u Hrvatskoj i Sloveniji. 30 članova zagrebačke podružnice obišao je autobusom gradilišta na cesti Karlovac—Plitvice, most preko Korane u Slunju, cestu Karlobag—Senj (članak ing. Šipraka na str. 193), cestu Kopar—Kozina—Ljubljana i autoput Ljubljana—Zagreb.

Organizaciju ekskurzije pomogla je Direkcija za ceste NRH, a učesnici ekskurzije bili su na gradilištima u Slunju i Karlobagu srdačno primljeni od poduzeća »Viadukt«, a na gradilištu kod Senja od poduzeća »Asfalt«. Svima njima se ovim putem toplo zahvaljujemo, a u narednom broju dat ćemo detaljan ilustrirani opis pregledanih radova.

TEČAJEVI ZAGREBAČKE PODRUŽNICE DGIT-a

Tečajevi za polaganje stručnog ispita za građevinske tehničare. U broju 6 »Građevinara« pisali smo o tečaju za mlađe građevinske tehničare koji su u majskom roku polagali stručni ispit. Budući da se ovakav oblik pomoći mladim kadrovima pokazao vrlo uspješnim, to Društvo namjerava te tečajeve uvesti kao stalan oblik rada prije svakog roka za polaganje stručnih ispita, bilo za inženjere, bilo za tehničare. Međutim kako te tečajeve priprema Društvo građevinskih inženjera i tehničara, to će na njih pozvati samo svoje članove. Zato pozivamo sve inženjere i tehničare koji do sada još nisu članovi našeg Društva, da se učlane, da bi s jedne strane oni doprinijeli uspješnom radu Društva, a s druge strane Društvo njima moglo pružati konkretnu pomoć.

Tečaj o bitumenima i asfaltiranju cesta. U broju 4 »Građevinara« pozvali smo naše čitaoce, koji žele pohađati neki od naših stručnih tečajeva, da se prijave, kako bi mi mogli prosuditi za koji tečaj vlada najveći interes. Tako se pokazalo da najveći broj članova želi tečaj za bitumene i asfaltiranje cesta. Na temelju toga pristupili smo organizaciji navedenog tečaja i obavijestili smo zainteresirane da će se tečaj održati u junu, kad će na gradilištima biti u toku asfalterski radovi. Međutim iz nepredviđenih tehničkih razloga morao se tečaj odgoditi, pa ovim putem obavještavamo naše članove da će se tečaj o bitumenima i asfaltiranju cesta održati u Zagrebu od 5. do 15. augusta ove godine.

PREDAVANJA U PODRUŽNICI DGIT-a HRVATSKE ZAGREB

Podružnica DGIT-a Hrvatske Zagreb u potpnuosti je ispunila najavljeni plan predavanja, pa kako je interes za predavanja bio velik, produžena su u mjesecu junu.

15. maja održao je ing. Kuzma Franulović, šef mehaničkog odjeljenja Instituta građevinarstva Hrvatske, predavanje pod naslovom »Granulacije kod sastava betona«.

Predavač je obradio glavne principe granulacije, koji uslovljuju naučno promatranje sastava betona.

Težište predavanja bilo je na klasičnoj kontinuiranoj granulometriji, koja se još uvijek svuda i gotovo isključivo primjenjuje, iako ne daje najbolje betone. Kontinuirani granulometrijski zakoni se najprije baziraju na čisto matematskim izrazima. Praksa kasnije zahtijeva njihovu modifikaciju na empirijskoj osnovi. U predavanju je dan komparativni prikaz pojedinih granulometrijskih metoda uz analizu njihovih dobrih i loših strana u primjeni. Pokazano je kako se za tehnološka razmatranja svježeg betona može koristiti granulometrijski sastav agregata (na pr. Abramsov modul finoće). Razmatran je uticaj pojedinih frakcija na ugradbu i kvalitet betona. Dan je prikaz sastava optimalne linije sa više kategorija po raznim metodama. Na kraju je dan pregled principa sastavljanja diskontinuiranih granulacija sa pokusima prof. Bolomey-a. Predavanje je bilo popraćeno sa mnogo diapozitiva.

Za 22. maj najavio je ing. Vlado Šilhard »Zapažanja građevinskog inspektora o nekim pitanjima građevinske operative i projekata«. Tema vrlo interesantna, ali predavanje nažalost nije sasvim odgovaralo najavljenoj temi, tako da je auditorij ostao donekle razočaran.

Pod naslovom »Opremljenost mehanizacijom građevne operative Hrvatske« održao je dne 29. V. predavanje Milan Jančiković, savjetnik Stručnog udruženja građevinskih poduzeća Hrvatske.

Na temelju izlaganja, tabela i dijagrama, te statističkih podataka predavač je nastojao uvjeriti prisutne o tehničkoj zastarjelosti postojeće opreme i nedostatku savremene mehanizacije, koja bi građevnoj operativi omogućila brže i jeftinije građenje.

Kao mjere za poboljšanje opremljenosti predavač je predložio uvođenje funkcionalne, mjesto vremenske amortizacije, revalorizaciju vrijednosti postojeće mehanizacije, tipizaciju radi izbjegavanja šarolikosti u opremi i teškoće nabavke deviza za rezervne dijelove, sniženje cijene građevnih strojeva domaće proizvodnje, stvaranje posebnog deviznog kruga za nabavku građevne mehanizacije iz inostranstva ,ostvarenje investicionih sredstava predviđena perspektivnim planom razvoja građevinarstva za nabavku mehanizacije (cca 70 milijardi do 1961. g.), odgajanje građevnih strojara u tehničkoj kulturi ,koja se odnosi na održavanje građevne mehanizacije, proširenje nastave iz građevne mehanizacije na fakultetima i srednjim tehničkim školama.

Time je bio završen najavljeni majski ciklus predavanja. U junu je prvo predavanje održao ing. Stanko Jurdana pod naslovom »Elektromagnetska zračenja (radiacija) sa djelovanjem na čovječji organizam, i s time u vezi istraživanje podzemnih voda i rudnog blaga sa rašljama«. Kako je predavanje imalo rekordan broj od blizu 100 slušača, a mnogi slušači se ne slažu s izlaganjem, odnosno načinom izlaganja predavača, još ćemo se posebno osvrnuti na to predavanje.

Posljednje predavanje u ovoj seozni održao je predsjednik Društva GIT-a Hrvatske Dr. Ing. Ervin Nonveiller iz »Geoistraživanja« Zagreb, pod naslovom — »Kamena nasuta brana Peruča na Cetini«.

Predavač je opisao projekt i izvođenje radova na toj brani.

Za poboljšanje vodnog režima Cetine u svrhu proizvodnje električne energije i navodnjavanja Sinjskog Polja ostvarit će se akumulaciono jezero sadržine oko 500 hm^3. Rijeka će se usporiti kamenom nasutom branom visine 60 m, blizu sela Hrvaca. Brana se sada gradi. Ona se fundira na krednom vapnencu, koji je dijelom vrlo propustan. Nakon detaljnih geoloških i geotehničkih istraživanja na mjestu budućeg profila brane ustanovljeno je, da je zbog heterogenosti temeljne stijene nasuti tip brane najpovoljniji. Za nasipanje brane raspoložive su neograničene količine vapnenca i relativno male količine gline visoke plastičnosti (CH), pa je u projektu razrađena brana od kamenog nasipa s tankom glinenom jezgrom u sredini. Za evakuaciju vode za vrijeme građenja služe 2 tunela u bokovima: budući dovodni tunel promjera 8 m i temeljni ispust promjera 4 m.

Predavač je opisao rezultate geoloških i geomehaničkih ispitivanja na terenu i u laboratoriju, koji su dali podlogu za razradu glavnog projekta brane. Prikazao je osnove proračuna stabilnosti, koji se temelji na rezultatima ispitivanja na modelima. Dalje je dao detaljan opis brane i njenog fundiranja pomoću zagata od kamena i gline, koji su nasuti u tekućoj vodi Cetine.

Zatim je opisao probleme izvođenja objekta i iskustva stečena izradom kamenog nasipa pomoću moderne mehanizacije za vađenje, prevoz i ugradnju i upliv primjene novih metoda nasipanja na projektiranje i oblikovanje brane.

Već nekoliko godina izvode se opsežni radovi injektiranja nepropusne zavjese, koja će sprečavati podviranje vode kroz temeljnu stijenu.

Predavanje je bilo ilustrirano dijapozitivima.

Bibliografija

Prof. Ing. Dr. **Karel Juva: ZAKLADY MELIORACI.** Praha 1955. (Str. 358).

Djelo je visokoškolski udžbenik; napisao ga je profesor Visoke građevinske škole u Brnu, K. Juva, poznat po svom ranijem radu »Zavlahove meliorace« (Brno 1946.), koji se primjenjuje u našoj stručnoj praksi kao praktični priručnik za pitanje navodnjavanja. U ovoj knjizi autor iznosi probleme i ukazuje na rješenja iz čitavog područja melioracija. Izlaganja započinje prikazom tla kao najvažnijom komponentom u problemu melioracija. Za poljoprivrednu proizvodnju tlo mora ispunjavati neke osnovne preduslove: da je podesno stanište, na kojem će kulture moći dobro uspijevati i dati odgovarajuće prinose; ako je tlo presićeno vodom i zamočvareno, njegova iskoristivost za proizvodnju je minimalna; isto tako, ako je slabo opskrbljeno vlagom u vrijeme vegetacije zbog klimatskih prilika, ili je izvrgnuto djelovanju erozije. Sve su to problemi koji se mogu riješiti melioracijama, odnosno tehničkim zahvatima, kojima se tlo osposobljava za veću i trajnu produktivnost.

Autor je čitavo područje melioracija razdijelio u ova poglavlja: 1. sadržaj i opseg melioracija, 2. odvodnjavanje, 3. navodnjavanje, 4. zaštita tla od erozije, 5. oplemenjivanje tla, i 6. komasacije. U poglavlju o sadržaju i opsegu melioracija autor je iznio glavnu problematiku melioracija i glavno težište polaže na poznavanje tla kao prirodne tvorevine, o kojoj ovisi poljoprivredna proizvodnja i blagostanje nekog naroda. Poznavanje tla bazira na mehaničkom sastavu, fizikalnim svojstvima i kemijskom sastavu u pogledu opskrbljenosti hranivima, reakciji tla i povezanosti tih faktora u proizvodnosti tla. Za melioracije je naročito važno područje fizike tla, a napose pitanje vodnog režima u statičkom i dinamičkom pogledu. Upravo to pitanje zasijeca u pravo stanje tla. Za sanaciju vodnog režima tla često po autorovom mišljenju nije dovoljno izvršiti samo jednu mjeru kao parcijalno rješenje, nego kod melioracija treba problem rješavati kompleksno. Red važnosti melioracija autor

ovako navodi: odvodnjavanje — navodnjavanje — zaštita tla od erozije — oplemenjivanje tla — komasacija.

Odvodnjavanje predstavlja osnovnu melioraciju u humidnim područjima, gdje zbog uslovljenosti reljefa dolazi do nagomilavanja vodnih masa i sporog otjecanja, a često s tim u vezi i do podizanja nivoa podzemne vode, oštećivanja korjenja kultura, sniženja prinosa i t. d.

Pristupajući problemu odvodnje autor ukazuje na važnost pronalaženja i uočavanja uzroka zamočvarenja, a zatim daje rješenja, kako i na koji način da se odstrani suvišna i štetna voda s poljoprivrednih površina. Početak rješavanja problema je klimatska analiza dotičnog područja, zatim pedološke karakteristike, reljef i t. d. U vezi s karakteristikama tla dane su norme odvodnje, razmak kanala, kao i razmak i dubina drenažnih cijevi, ako se pristupa odvodnji zatvorenom cijevnom drenažom. Isto tako je obrađeno pitanje pumpnih stanica, izgradnje odvodnih kanala, kao i pitanje detaljne odvodne mreže.

Navodnjavanje je druga po važnosti melioracijska mjera, gdje je glavni problem suzbiti sušu i opskrbiti poljoprivredne kulture potrebnim količinama vode u vegetacijskoj periodi. I ovdje su potrebni detaljni klimatski podaci, da se dobije uvid u karakter suše, kako bi se mogao naći rok kad treba početi natapati. Koliko vode treba dodati, autor izračunava na bazi proizvodnje suhe tvari po ruskim autorima. Samo izvođenje natapnih gradnji dano je s potrebnim građevinskim detaljima uz prikaz različitih načina natapanja: rominjanje, poplavno natapanje, drenažno natapanje i kišenje. Poglavlje o zaštiti tla od erozije obrađuje pitanje vrste i učinka erozije, analizu zaštite tla tražeći uzroke i faktore koji dovode do erozije, zatim poljoprivredno-šumarske načine zaštite, agrotehničke načine, te zaštitne šumske pojaseve.

Oplemenjivanje tla odnosi se na nekulturna tla, koja treba privesti kulturi pomoću mjera za poboljšanje mehaničkog i kemijskog sastava oranice, kolmiranja aluvijalnih tala, očišćenja i t. d.

Komasacije predstavljaju posljednji stupanj melioracija, kad je tlo svim mogućim mjerama meliorirano i kad treba što efikasnije iskoristiti tako povoljno stanje. U stanju prije melioracija rascjepkanost nije u tolikoj mjeri otežavala proizvodnju, jer nije ni bila osobito intenzivna; poslije melioracija one čini veliku zapreku za postizavanje punog efekta melioracija.

Udžbenik je bogato ilustriran sa 278 crteža, dijagrama i slika. Autor se služio stručnom literaturom češkom, ruskom, engleskom i njemačkom. Knjiga je korisna ne samo kao udžbenik, nego zbog mnogobrojnih praktičnih podataka, i za samu praksu.

Ing. B. Đaković

IZGRADNJA — god. XI. br. 2, februar 1957, Beograd. — Tomić: Prilog za dimenzionisanje osovinski pritisnutih drvenih štapova. — Ljumović: Neka iskustva pri betoniranju kanala Liverovići. — Jarić: Građevinarstvo Sovjetskog Saveza. — Poljanšek: Savremena metoda rada i organizacija proizvodnog procesa u kamenolomima. — Blumenau: Nekoliko reči u šupljoj opeci. — Tkačenko: Premeštanje čitave zgrade sa jednog mesta na drugo. — Atanacković: Sa gradilišta hidroelektrane Perućica. — Bešir: Tržište građevinskog materijala na početku 1957. i perspektiva snabdevanja građevinarstva u ovoj sezoni. — Cene građevinskog materijala u januaru 1957. godine.

IZGRADNJA — god. XI, br. 3, mart 1957, Beograd: Vučetić: Fundiranje hale br. 3 na novom Beogradskom sajmištu. — Brzaković i Miković: Korozija betona i mogućnost saniranja objekata. — Mehandžić: Disperznost zemljišta. — Poljanšek: Savremena metoda rada i organizacija proizvodnog procesa u kamenolomima. — Gidaković: Normativi ostvareni pri izgradnji HE Zvornik.

NAŠE GRAĐEVINARSTVO — god. XI, br. 7, juli 1957, Beograd: Globočnik: Analitičko-grafička metoda za određivanje maksimalnog ivičnog napona ekscentrično pritisnutog elementa prstenastog preseka. — Rajčević: Projekat nasute brane Kokin Brod. — Barišić: Metoda analogije stupova kod pravokutnih okvira, s jednom osovinom simetrije okvira. — Ferušić: Iskustva primene radio-izotopa u našoj industriji — defektoskopija.

CESTE I MOSTOVI — god. V, br. 5, maj 1957, Zagreb: Dabić: Problemi transporta i vode kod građenja cesta u planinskim predjelima. — Fučkan: Cesta Karlovac—Split na prolazu preko Plitvičkih jezera. — Studak: Osiguranje saobraćaja za vrijeme izvođenja radova na održavanju kolovoza. — Nežić: Netočnost uobičajene metode računanja volumena zemljanih masa. — Šćepović: Minerski radovi pri kretanju leda. — Bonači: Nužne dopune eksploatacione signalizacije na putevima.

Berufskunde für Dachdecker. (Stručni udžbenik za pokrivače krovova) Karl-Heinz Kuhnlein i Gerhard Rössger. Sv. I: Stručno crtanje. Fachbuchverlag Leipzig 1957. (164 stranice s 218 slika i 91 tabela, DIN A 4) 19,80 DM.

Gradivo ove knjige podijeljeno je na 3 dijela. Prvi dio uvodi u opće temelje geometrijskog i tehničkog crtanja. Drugi dio bavi se osnovnim pojmovima stručnog crtanja za pokrivače krovova. U trećem dijelu obrađeno je gradivo na višem nivou. Dobro izabrane slike daju opći pregled preko svega što se može u krovopokrivačkom zanatu prikazati crtanjem. Slike su u tekstu dobro objašnjene.

Namijenjeno: učenicima u privredi, krovopokrivačima, majstorima, stručnim učiteljima.

Knjiga se nalazi u biblioteci DGIT-a.

Saopštenja Hidrotehničkog instituta »Ing. J. Černi« Beograd, br. 7 1957.: Marjanović: Prethodna studija prevođenja kanala DTD preko Tise akumulacijom ispitivanja kod N. Bečeja. — Naerlović, Kujundžić: Principi fotoelastičnog ispitivanja u ravnini i njegova primena. — Brčić: Jedan primer primene fotoelastičnosti. — Kujundžić, Jovanović: Ispitivanje cevi pod pritiskom br. 2 HE Jablanica. — Blagojević: Melioracije u Holandiji. — Pregled radova hidrotehničkog instituta u 1956. god. (I).

Saopštenja Hidrotehničkog instituta »Ing. J. Černi« Beograd, br. 8, 1957 god.: Polhovski, Miljanić: Ispitivanje karakteristika elektromašinskih uređaja u kanalu hidraulične laboratorije pod Avalom. — Kujundžić, Čolić: Određivanje modula elastičnosti stene i dubine rastresene zone u hidrotehničkim tunelima pomoću refrakcione metode. — Ivković: Neka pitanja osnovnih mehaničkih karakteristika betona. — Boreli, Jovanović: Filtracija ispod i oko ustave Bezdan. — Pregled radova hidrotehničkog instituta u 1956. god. (II).

Literatura uz članak Nosivost »nenosivog tla«:

1. Taylor, D. W., 1948. Fundamentals of Soil Mechanics, Wiley, New York.

2. Šuklje, L., 1954. Capacité portante des couches cohérentes peu perméables et d'épaisseur limitée. Proc. Yug. Soc. Soil Mech., 1—9 (3) : 16.

3. Habib, P., et Šuklje, L., 1954. Étude de la stabilité des fondations sur une couche d'argile d'épaisseur limitée. Ann. Inst. tech. Bât. Trav. publics, 83 : 1147.

4. Šuklje, L., 1957. Mehanika tal. Predavanja na Univerzi u Ljubljani. Ljubljana.

Ispravak sa strane 179, sl. 7: Jednadžba modula M_v ispravno mora glasiti:

$$M_v = 10 + 0{,}011z$$



